الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⴰⵖⵓⵔⴱⴰⵣ ⴰⵖⵓⵍⵏⴰⵡ ⵉⵎⵉⵏⵓⴳ ⵏ ⵜⵎⵓⵙⵡⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU CENTRE DE CHERIFIA –SOUMAA (W.BLIDA)

Présenté par :

CHAHER MOUNA WISSAM

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZAIBAK Issam	M.C.B	Président
ALI SEGHIR Djamel	M.C.A	Examinateur
HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinateur
KADI Latifa	M.A.A	Promoteur

Session Septembre 2025

Remerciement

Je commence ce mémoire en rendant grâce au Tout-Puissant, qui m'a offert la force, la patience et la santé nécessaires pour mener à bien ce travail. Sa bienveillance a été un soutien constant face aux difficultés rencontrées durant ce parcours académique.

Je souhaite exprimer ma profonde reconnaissance à ***Madame KADI Latifa****, ma directrice de mémoire, pour son accompagnement attentif, ses conseils judicieux et sa disponibilité tout au long de ce projet. Son expertise et son engagement ont grandement contribué à la réalisation de ce mémoire.*

Je tiens également à remercier chaleureusement l'ensemble du corps enseignant de ***l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique****, dont les enseignements et le soutien m'ont permis de développer mes compétences. Je n'oublie pas le personnel administratif, dont la disponibilité et l'aide ont été précieuses.*

Mes remerciements vont aussi aux membres du jury pour le temps et l'attention qu'ils consacreront à l'évaluation de ce travail, leurs observations seront d'une grande importance pour moi.

Je souhaite remercier mes collègues et amis pour leur soutien, leurs échanges constructifs et leur présence amicale qui ont enrichi mon parcours.

Enfin, je voudrais adresser un remerciement tout particulier à ma famille et mes proches : ***mes parents, mon mari, mes sœurs et mon frère, ainsi que ma tante et mon amie,*** *pour leur amour, leur encouragement et tous les efforts qu'ils ont fournis pour m'accompagner dans la réalisation de ce mémoire. Leur soutien indéfectible a été une source de motivation et de confiance tout au long de cette aventure.*

À toutes ces personnes, j'adresse ma gratitude la plus sincère.

Dédicaces

*Je dédie ce mémoire à **mes chers parents**, pour leur amour, leur patience et leur soutien indéfectible. Votre confiance et vos sacrifices ont été la source de ma force et de ma persévérance.*

*À mes sœurs et mon frère, **Maria, Malek, Youcef et Sara**, pour leur affection, leurs encouragements et leur présence réconfortante dans les moments difficiles. Vos paroles et votre soutien m'ont toujours donné le courage d'avancer.*

*À **ma belle-famille**, pour leur accueil chaleureux, leur compréhension et leur appui constant tout au long de ce parcours.*

*À mon amie **Aya**, pour son écoute, sa disponibilité et son aide précieuse. Ton soutien m'a été d'un grand réconfort et a marqué une différence dans l'accomplissement de ce travail.*

*Enfin, à **mon mari**, pour sa patience, son soutien et sa confiance en moi. Merci d'avoir été présent dans chaque étape, d'avoir cru en mes capacités et d'avoir partagé avec moi ce chemin exigeant.*

À vous tous, j'exprime ma profonde gratitude et ma reconnaissance sincère. Ce travail est aussi le fruit de votre appui et de votre affection.

Mouna

ملخص:

يتناول هذا البحث تقييماً شاملاً لشبكة تزويد المياه الصالحة للشرب في منطقة الشريفية، التابعة لولاية البليدة. وقد سمحت الدراسة بإبراز النقائص والاختلالات التي يعاني منها النظام الحالي، خاصة على مستوى التوزيع والتخزين والخزانات القائمة. وانطلاقاً من النتائج المتحصل عليها، تم اقتراح عدة حلول تهدف إلى تحسين مردودية الشبكة وضمان استدامتها. ومن بين التوصيات الأساسية استغلال المنبع المتوفر وإعادة هيكلة مخطط التزويد، بما يكفل تلبية حاجيات السكان من حيث التدفق والضغط المائي في أفق سنة 2055.

الكلمات المفتاحية:

منطقة الشريفية، ولاية البليدة، الخزانات، مردودية الشبكة، المنبع، اعادة هيكلة مخطط التوزيع، التدفق، الضغط

Résumé :

Ce mémoire porte sur l'évaluation globale du réseau d'alimentation en eau potable de la localité de Cherifia, située dans la wilaya de Blida. L'étude a permis de mettre en évidence les insuffisances et dysfonctionnements du système actuel, notamment au niveau de la distribution, du stockage et des réservoirs existants. Sur la base des résultats obtenus, plusieurs pistes d'amélioration ont été proposées afin d'optimiser le rendement du réseau. Parmi les principales recommandations figurent la valorisation de la source disponible ainsi qu'une redéfinition du schéma d'alimentation, permettant de satisfaire les besoins de la population en termes de débit et de pression jusqu'à l'horizon 2055.

Mots clés :

Réseau d'alimentation en eau potable, Cherifia, Blida, Stockage, Réservoirs.

Abstract:

This thesis is devoted to a comprehensive assessment of the drinking water supply network in the locality of Cherifia, located in the province of Blida. The shortcomings and malfunctions of the current system were identified, particularly with regard to distribution, storage, and the existing reservoirs. Based on the results obtained, several improvement strategies were proposed in order to optimize the performance of the network and to ensure its long-term sustainability. Among the main recommendations, emphasis was placed on the valorization of the available source as well as the redefinition of the supply scheme, with the aim of meeting the population's requirements in terms of flow rate and water pressure by the year 2055.

Key words:

Drinking water supply network, Cherifia, Blida, Reservoirs, Redefiniton of the supply scheme, Flow, Pressure.

Sommaire

Introduction Générale…….21

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction :..... **24**

I.2 Situation géographique :..... **24**

I.2.1 Présentation de la commune de Soumâa : 24

I.2.2 Situation Géographique de la zone étudiée : 25

I.2.3 Situation Topographique : 26

I.2.4 Situation Climatique : 26

I.2.4.1 Climat : 26

I.2.4.2 Température :..... 27

I.2.4.4 Vent : 28

I.3 Géologie régionale :..... **28**

I.4 Sismicité :..... **28**

I.5 Population : **29**

I.6 Equipements :..... **29**

I.7 Situation hydraulique :..... **29**

I.7.1 Réservoirs de stockage : 29

I.7.2 Ressources en eaux :..... 30

I.8 Conclusion : **30**

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

II.1-Introduction :..... **32**

II.2-Estimation de la population future : **32**

II.3-Evaluation des débits :..... **33**

II.3.1-Généralité :..... 33

II.3.2-Choix de la dotation :..... 33

II.3.3-Catégories des besoins en eau :..... 34

II.4-Evaluation de la consommation moyenne journalière : ..... Erreur ! Signet non défini.

II.4.1-Choix de la norme unitaire de consommation ……..34

II.4.2-Critères de choix de la norme ……...35

II.4.2-Besoins scolaires :..... 36

II.4.3-Besoins socioculturels :..... 37

II.4.4-Besoins globaux de l'agglomération :..... 37

II.4.5- Récapitulation des besoins en eau de la ville :..... 38

II.5- Variations de la consommation journalière : **38**
II.5.1- Consommation maximale journalière : 38
II.5.2- Consommation minimale journalière : 39
II.6- Variations de la consommation horaire : **40**
II.6.1- Consommation maximale horaire : 40
II.6.2- Consommation minimale horaire : 40
II.6.3- Débit moyen horaire : 41
II.7- Régime de la consommation de l'agglomération : **41**
II.7.1- Régime de consommation de l'agglomération en 2025 : 42
II.7.2- Régime de la consommation de l'agglomération à l'horizon 2055 : 46
II.8- Bilan Ressources-besoins de la zone d'étude : **48**
II.9- Conclusion : **49**

Chapitre III : Diagnostic du réseau d'AEP existant

III.1 Introduction : **51**
III.2 Déroulement de l'étude : **51**
A-L'aspect physique : 51
B-L'aspect hydraulique : 51
III.2.1 Analyse et traitements des données : 51
III.3 Diagnostic physique du réseau de Cherifia : **52**
III.3.1 Etat physique du réseau de distribution : 52
III.3.2 Analyse par type de diamètre : 53
III.3.3 Etat physique des conduites de réseau de distribution : 54
III.3.4 Etat physique des équipements du réseau (Accessoires) : 55
III.3.5 Etat des réservoirs existants : 56
III.4 Diagnostic hydrauliques : **58**
III.4.1 Démarche méthodologique : 58
III.4.2 La pression aux nœuds : 58
III.4.3 Calcul des débits de dimensionnement : 58
III.5- Bilan du diagnostic technique : **86**
III.6 Conclusion : **87**

Chapitre IV: Réservoir de stockage

IV.1 Introduction : **90**
IV.2 Classification des réservoirs : **90**
IV.2.1 Selon le matériau de construction : **90**
IV.2.2 Selon la situation des lieux : **90**

IV.2.3 Selon la forme : **91**
IV.3 Rôle des réservoirs : **91**
IV.3.1 Fonctions techniques : Il permet : **91**
IV.3.2 Fonctions économiques : Il assure : **91**
IV.4 Choix du type de réservoir : **91**
IV.5 Emplacement des réservoirs : **92**
IV.6 Principe de fonctionnement : **92**
IV.6.1 La régulation du débit : **92**
IV.6.2 La régulation de pression : **92**
IV.6.3- La sécurité : **92**
IV.7 Méthodes de calcul des capacités des réservoirs : **93**
IV.7.1 Le cas d'un réservoir d'alimentation : **93**
IV.7.2 Le cas d'un réservoir tompon : **93**
IV.7.2.1 La méthode analytique : **93**
IV.7.2.2 Méthode graphique : **94**
IV.8 Analyse de la capacité de stockage : **95**
IV.8.1 Principe de calcul : **95**
IV.8.1.1 Calcul du Débit d'apport (Qapp) : **95**
IV.8.1.2 Analyse des résultats : **97**
IV.9 Dimensionnement du réservoir : **98**
IV.10 Les équipements des réservoirs : **99**
IV.10.1 Conduite d'arrivée : **99**
IV.10.2 Conduite de départ : **100**
IV.10.3 Conduite du trop-plein : **101**
IV.10.4 Conduite de vidange : **101**
IV.10.5 Conduite BY-PASS : **102**
IV.10.6 Matérialisation de la réserve d'incendie : **102**
IV.10.6.1 Système à Siphon : **102**
IV.10.6.2 Système à deux prises : **102**
IV.11 Etat des réservoirs existants : **103**
IV.12 Conclusion : **104**

Chapitre V : Réhabilitation du réseau d'AEP

V.1 Introduction : **106**
V.2 Type de réseau de distribution : **106**
V.2.1 Le réseau ramifié : 106

V.2.2 Le réseau maillé : 107
V.2.3 Le réseau mixte : 107
V.3 Choix du type de réseau projeté : **107**
V.4 Principes de conception et de tracé du réseau mixte : **108**
V.5 Choix du type de matériau : **109**
V.6 Type de matériaux : **110**
V.7 Réhabilitation du réseau de distribution : **111**
V.8 Calcul des débits pour le réseau projeté : **111**
V.8.1 Cas de pointe : 111
V.8.2 Cas de pointe + incendie : 115
V.9 Détermination des paramètres hydrauliques du réseau : **116**
V.9.1 Cas de pointe : 116
Évolution du réseau avant et après réhabilitation : 124
V.10 Conclusion : **125**

Chapitre VI : Etude de l'adduction

VI. Introduction : **127**
VI.1 Généralité sur l'adduction : **127**
VI.1.1 Définition de l'adduction : 127
VI.1.2 Classification des adductions : 127
VI.1.3 Tracé de l'adduction : 128
VI.1.4 Choix des matériaux de canalisation : 128
VI.2. Etude de l'adduction : **129**
VI.2.1 Ressource en eau : 129
VI.2.2 Schéma du réseau d'adduction : 129
VI.2.3 Vérification de l'adduction existante : 130
VI.2.4 Dimensionnement de l'adduction : 133
VI.2.4.1 Cas de refoulement : 133
a) Calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement : 134
b) Calcul des pertes de charge : 135
c) Hauteur manométrique totale : 136
d) Puissance absorbée par la pompe : 137
e) Energie consommée par la pompe : 137
f) Frais d'exploitation : 137
g) Frais d'investissement : 137
b) Dimensionnement du tronçon Station de pompage – Point de dérivation : 138

VI.3 Etude de pompage : **142**
VI.3.1 Définition : 142
VI.3.2 Différents types de pompes : 142
VI.3.3 Choix de la pompe : 142
VI.3.4 Point de fonctionnement de la pompe : 144
VI.3.4.1 Courbe caractéristique de la conduite : 144
VI.4 Protection de l'adduction contre le régime transitoire : **145**
VI.4.1 Phénomène du Coup de Bélier : Risques et Solutions : 145
VI.4.1.1 Surpressions : 146
VI.4.1.2 Dépressions : 146
VI.4.1.3 Fatigue des matériaux : 146
VI.4.1.4 Vibrations et Instabilités : 146
VI.4.1.5 Interruption de service : 146
VI.4.1.6 Prévention par le dimensionnement : 146
VI.4.1.7 Dispositifs de protection contre les coups de bélier : 147
VI.4.2 Etude du régime transitoire pour l'adduction de Cherifia : 147
VI.4.3 Calcul du coup de bélier : 148
1. La valeur du coup de bélier : 148
2. La valeur maximale de la pression-surpression : 148
3. La valeur maximale de la pression-dépression- : 148
4. Calcul de la célérité d'onde : 149
VI.5 Conclusion : **150**

Chapitre VII : Pose canalisation et accessoires du réseau

VII.1 Introduction : **152**
VII.2 Pose canalisation : **152**
VII.2.1 Type de canalisation : 152
VII.2.1.1 Tubes PEHD : 152
VII.2.2 Principe de pose de canalisation : 152
VII.2.3 Critères de choix de canalisation : 153
VII.2.3.1 Choix des canalisations en fonction de type de sol : 154
VII.2.3.2 Choix des canalisations en fonction du liquide transporté : 155
VII.2.4 Type de pose de canalisation : 155
VII.2.5 Techniques d'assemblages des canalisations : 156
1-Soudage bout à bout : 156
2-Electrosoudage : 156

VII.3 Accessoires du réseau d'AEP : **157**
VII.3.1 Les robinets vannes : 157
a-Vanne à Opercule : 157
b-Vanne Papillon : 158
VII.3.2 Les clapets : 158
VII.3.3 Les ventouses : 159
VII.3.4 Bouche et poteau d'incendie : 159
VII.3.5 Les mesures du débit et de la pression : 160
1-Mesure de débit : 160
2-Mesure de pression : 162
IV.4 Les pièces spéciales et raccordements : **163**
1-Les cônes : 163
2-Les manchons : 163
3-Les coudes : 164
4-Les tés : 165
5- Les croix de jonction : 165
VII.5 Conclusion : **166**

Chapitre VIII : Organisation de chantier

VIII.1 Introduction : **168**
VIII.2 Définition de l'organisation de chantier : **168**
VIII.3 Réalisation du réseau d'AEP : **168**
VIII.3.1 Implantation des tracés sur le terrain : 168
a-Matérialisation : 168
b- Le nivellement : 169
VIII.3.2 Excavation des tranchées : 169
VIII.3.3 Aménagement du lit de pose des conduites : 169
VIII.3.4 Pose des conduites : 170
VIII.4 Les opérations pour la réalisation du réseau : **170**
VIII.4.1 Calcul de la profondeur de la tranchée : 171
VIII.4.2 Calcul de la largeur de la tranchée : 171
VIII.4.3 Calcul le volume de Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron : 171
VIII.4.4 Calcul du volume de déblai : 172
VIII.4.5 Calcul du volume de sable pour le lit de pose : 174
VIII.4.6 Calcul du remblaiement des tranchées : 175

VIII.4.7 Calcul du réservoir : 176
VII.4.7.1 Le diamètre extérieur : 177
VIII.4.7.2 Volume de décapage : 177
VII.4.7.3 Volume total des déblais : 177
VIII.4.7.4 Volume de tout venant : 178
VIII.4.7.5 Volume de béton de propreté : 178
VIII.4.7.6 Volume du béton armé : 179
VIII.4.7.8 Calcul du volume de béton armé de la coupole : 180
VIII.3.7.9 Calcul du volume du remblai compacté : 181
VIII.5 Devis estimatif et quantitatif : **181**
VIII.6 Planification des travaux : **183**
VIII.7.1 Réseau de distribution et d'adduction : 183
VIII.7.3 Le réservoir : 185
VIII.8 Protection et sécurité sur les chantiers : **187**
VIII.9 Origines des accidents de travail : **187**
VIII.10 Comportements dangereux fréquemment observés : **188**
VIII.11 Stratégies de prévention des risques **188**
1-Équipements de protection individuelle (EPI) : 188
2- Dispositifs de sécurité collectifs et organisationnels : 188
VIII.12- Choix des engins de terrassement : **189**
VIII.12.1 Pelle hydraulique : 189
VIII.12.2 Bulldozer : 189
VIII.12.3 Chargeur : 189
VIII.12.4 Compacteur : 190
VIII.13 Conclusion : 190
Conclusion Générale 170

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Situation géographique de la ville de Soumaa

Figure I.2 : Situation de la zone étudiée (Cherifia)

Figure I.3 : Carte topographique de Cherifia, Altitude, relief

Figure I.4 : Les réservoirs de la zone de Cherifia

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Figure II.1 : Evolution de la population de Cherifia

Figure II.2 : Graphique de la consommation journalière (2025)

Figure II.3 : Courbe de la consommation cumulée (2055)

Figure II.4 : Graphique de la consommation journalière (2055)

Figure II.5 : Courbe de la consommation cumulée (2055)

Figure II.6 : Bilan Ressources-Besoins de Cherifia

Chapitre III : Diagnostic du réseau d'AEP existant

Figure III.1 : Diagramme circulaire des répartitions des matériaux

Figure III.2 : Conduite de départ en Acier 125 mm et conduites en PEHD 90mm et AG 90 mm.

Figure III.3 : Raccord à compression attaché avec un fil en métal corrodé

Figure III.4 : Les accessoires de la conduite d'arrivée

Figure III.5 : Réservoir n°01 de capacité 100 m^3 de la zone de Cherifia

Figure III.6 : Réservoir n°02 de capacité 100 m^3 de la zone de Cherifia

Figure III.7 : Etat de la surface de l'ouvrage

Figure III.8 : Distribution des vitesses dans le réseau existant en cas de pointe à l'horizon 2025

Figure III.9 : Distribution des pressions dans le réseau existant en cas de pointe à l'horizon 2025

Figure III.10 : Etat des pressions et vitesses au réseau existant Cas de pointe l'horizon 2025

Figure III.11 : Distribution des vitesses dans le réseau existant en cas de pointe à l'horizon 2035

Figure III.12 : Distribution des pressions dans le réseau existant en as de pointe à l'horizon

2035

Figure III.13 : Etat des pressions et vitesses au réseau existant Cas de pointe à l'horizon 2035

Figure III.14 : Distribution des vitesses dans le réseau existant en cas de pointe + incendie à l'horizon 2055

Figure III.15 : Distribution des pressions dans le réseau existant en as de pointe à l'horizon 2035

Figure III.16 : Etat des pressions et vitesses au réseau existant Cas de pointe + incendie à l'horizon 2035

Chapitre IV : Réservoir de stockage

Figure IV.1. La courbe d'apport et la courbe de consommation totale

Figure IV.2 : Conduite d'arrivé par le haut

Figure IV.3 : Conduite d'arrivé par le bas

Figure IV.4 : Conduite de départ

Figure IV.5 : Conduite de vidange et de trop plein

Figure IV.6 : Conduite by-pass

Figure IV.7 : Schéma explicatif des équipements dans un réservoir

Chapitre V : Réhabilitation du réseau d'AEP

Figure V.1 : Schéma du réseau projeté

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

Figure V.3 : Distribution des pressions dans le réseau projeter (cas de pointe)

Figure V.4 : Etat des pressions et vitesses du réseau projeté

Figure V.5 : Zone de distribution de pression avant la réhabilitation

Figure V.6 : Zone de distribution de pression après la réhabilitation

Chapitre VI : Etude de l'adduction

Figure VI.1 : Schéma explicatif du réseau d'adduction projeté

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

Figure VI.3 : La courbe caractéristique de la pompe

Figure VI.4 : Point de fonctionnement de la pompe

Chapitre VII : Pose canalisation et accessoires réseau

Figure VII.1 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

Figure VII.2 : Vanne à Opercule

Figure VII.3 : Vanne Papillon

Figure VII.4 : Les types de clapets

Figure VII.5 : Ventouse

Figure VII.6 : Le poteau d'incendie

Figure VII.7 : Débitmètres à organes déprimogènes

Figure VII.8 : Débitmètres à ultrasons

FigureVII.9 : Manomètre à soufflet

FigureVII.10 : Manomètre à capsule

FigureVII.11 : Manomètre à membrane

FigureVII.12 : Cône à bride

FigureVII.13 : Manchons réduit à compression

FigureVII.14 : Coude égal à compression

FigureVII.15 : Té

FigureVII.16 : Croix de jonction

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Figure VIII.1 : Schéma en réseau de nœuds et estimation de la durée de réalisation du système d'adduction et de distribution

Figure VIII.2 : Réseau a nœud et calcul du temps de réalisation du réservoir

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: Température moyennes mensuelles durant la période (2011-2021)

Tableau I.2 : Précipitation moyennes mensuelles durant la période (2011-2021)

Tableau I.3 : Les équipements des agglomérations

Tableau I. 5 : Caractéristiques des réservoirs

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

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

Tableau II.2 : Besoins domestiques moyens de différents horizons

Tableau II.3 : Besoins scolaires moyens

Tableau II.4 : Besoins moyens socioculturels

Tableau II.5 : Récapitulation des besoins en eau totaux

Tableau II.6 : Taux d'augmentation global

Tableau II.7 : Calcul des débits d'équipement pour les différents horizons

Tableau II.8 : Récapitulation des besoins en eau actuels et à l'horizon

Tableau II.9 : Calcul des consommations maximales et minimales journalières

Tableau II.10 : Variations de β_{max} et β_{min} en fonction du nombre d'habitant

Tableau II.11 : Calcul des consommations maximales, minimales, et horaires

Tableau II.12 : Variation des débits horaires (2025)

Tableau II.13 : Variation des débits horaires (2055)

Tableau II.14 : Production des ressources disponibles

Tableau II.15 : Bilan Ressources-Besoins à différents horizons

Chapitre III : Diagnostic du réseau d'AEP existant

Tableau III.1 : Linéaire des conduites de distribution en fonction de leur taille et du matériau

Tableau III.2 : Pourcentage de distribution des conduites selon les types de matériau

Tableau III.3 : Calcul des débits nodaux (réseau actuel l'horizon 2025)

Tableau III.4 : Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe) à l'horizon 2025

Tableau III.5 : Résultats des différents nœuds (charges et pressions) dans le réseau existant en cas de pointe à l'horizon (2025)

Tableau III.6 : Calcul des débits nodaux (réseaux actuel l'horizon 2035)

Tableau III.7 : Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe) à l'horizon 2035

Tableau III.8 : Résultats des différents nœuds (charges et pressions) dans le réseau existant en cas de pointe à l'horizon (2035)

Tableau III.9 : Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe + incendie) à l'horizon 2035

Tableau III.10 : Résultats des différents nœuds (charges et pressions) dans le réseau existant en cas de pointe + incendie à l'horizon (2035)

Tableau III.11 : Répartition des équipements à maintenir et à réhabiliter dans le réseau de distribution (en pourcentage)

Chapitre IV : Réservoir de stockage

Tableau IV.1 : Détermination de la capacité du stockage nécessaire

Tableau IV.2 : Bilan de capacité de stockage

Tableau IV.3 : Caractéristique de réservoir projeté

Chapitre V : Réhabilitation du réseau d'AEP

Tableau V.1 : Récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe

Tableau V.2 : Calculs des débits routes et nodaux (réseau projeté)

Tableau V.3 : Présentation des paramètres hydrauliques et des dimensions des conduites (cas de pointe)

Tableau V.4 : Charges hydrauliques et pressions aux nœuds (Cas de pointe)

Chapitre VI : Etude de l'adduction

Tableau VI.1 : Les coefficients K, m et β pour différent types des matériaux des conduites

Tableau VI.2 : Vérification hydraulique de l'adduction (Source – Brise charge)

Tableau VI.3 : Vérification hydraulique de l'adduction (Brise charge – Station de pompage)

Tableau VI.4 : Vérification des pressions disponibles

Tableau VI.5 : Vérification hydraulique de l'adduction par refoulement (Station de pompage-Réservoir existant)

Tableau VI.5 : Valeurs du coefficient M

Tableau VI.6 : Valeurs des coefficients α, β et m en fonction du type de matériau

Tableau VI.7 : Calcul des diamètres économiques

Tableau VI.8 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT

Tableau VI.9 : Puissance absorbée par la pompe

Tableau VI.10 : Calcul des frais d'exploitation

Tableau VI.11 : Calcul des frais d'investissement

Tableau VI.12 : Coût total du tronçon Station de pompage-Point de dérivation

Tableau VI.13 : Variantes de pompes

Tableau VI.14 : Calcul de la courbe caractéristique de la conduite

Tableau VI.15 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement

TableauVI.16 : Calcul de la valeur du coup de bélier

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau VIII.1 : Calcul du volume de décapage (réseau de distribution)

Tableau VIII.2 : Calcul du volume de décapage (réseau d'adduction)

Tableau VIII.3 : Calcul du volume de déblai (réseau de distribution)

Tableau VIII.4 : Calcul du volume de déblai (réseau d'adduction)

Tableau VIII.5 : Calcul du volume de lit de sable (réseau de distribution)

Tableau VIII.6 : Calcul du volume de lit de sable (réseau d'adduction)

Tableau VIII.7 : Calcul du volume des remblais (réseau de distribution)

Tableau VIII.8 : Calcul du volume des remblais (réseau d'adduction)

Tableau VIII.9 : Volume de décapage de réservoir projeté

Tableau VIII.10 : Volume de déblai de réservoir projeté

Tableau VIII.11 : Volume de tout venant de réservoir projeté

Tableau VIII.12 : Volume de béton de propreté de réservoir projeté

Tableau VIII.13 : Calcul du volume du béton armé du réservoir

Tableau VIII.14 : Calcul du volume du béton armé pour la coupole du réservoir

Tableau VIII.15 : Calcul du volume du remblai compacté

Tableau VIII.16 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Tableau VIII.17 : Temps de réalisation des réseaux de distribution et d'adduction

Tableau VIII.18 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier

Tableau VIII.19 : Temps de réalisation du réservoir

Tableau VIII.20 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier

Liste des planches

Planche 01 : Plan de réseau existant

Planche 02 : Plan de réseau réhabilité

Planche 03 : Plan de tracé de l’adduction

Planche 04 : Plan de profil en long de la conduite d’adduction

Introduction Générale

Introduction Générale :

L'eau constitue une ressource vitale pour le développement humain et l'amélioration de la qualité de vie. Toutefois, l'accès à une alimentation en eau potable fiable demeure un défi majeur dans de nombreuses régions du monde, en raison de la croissance démographique, de l'urbanisation rapide et des effets du changement climatique. Ces facteurs exercent une pression croissante sur des infrastructures hydrauliques souvent obsolètes ou sous-dimensionnées, compromettant ainsi la satisfaction durable des besoins des populations. La commune de Cherifia, située dans la wilaya de Blida, illustre parfaitement cette problématique. Elle souffre d'un manque récurrent en eau potable, accentué par les dysfonctionnements et les anomalies constatés dans son réseau de distribution. Face à cette situation, il s'avère nécessaire de réaliser un diagnostic précis et de proposer des solutions adaptées afin d'assurer une meilleure desserte et d'anticiper les besoins futurs. Dans ce contexte, notre étude s'appuie sur une analyse fonctionnelle approfondie du réseau existant à l'aide du logiciel **EPANET**, en se basant sur l'état actuel (2025). Elle intègre également une estimation des besoins en eau de la population, tenant compte des prévisions de croissance démographique à l'horizon 2055. L'objectif final est de proposer un schéma de réhabilitation optimisé, capable de répondre efficacement aux exigences présentes et futures, sur un horizon de 30 ans.

Pour mener à bien ce travail, nous avons structuré notre mémoire en sept chapitres, couvrant l'ensemble des étapes nécessaires à l'évaluation et à la réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Cherifia :

1- **Présentation de la zone d'étude** : ce chapitre est consacré à l'analyse de la zone d'étude sous ses différents aspects, en exploitant l'ensemble des données disponibles.
2- **Calcul des besoins en eaux de la zone d'étude** : nous y effectuons une estimation des besoins en eau pour les différents horizons temporels retenus.
3- **Diagnostic physique et hydraulique du système actuel** : ce chapitre présente la modélisation et le diagnostic du réseau en vue de détecter les anomalies et les dysfonctionnements à corriger.
4- **Réservoir de stockage** : il s'agit de l'étude de la capacité de stockage nécessaire pour la ville, permettant de déterminer la pertinence de la réalisation d'un nouveau réservoir.

5- **Réhabilitation du réseau d'AEP à l'horizon 2055** : ce chapitre propose un nouveau tracé du réseau visant à améliorer son rendement, tout en conservant les tronçons jugés en bon état.
6- **Étude et protection de l'adduction** : nous y analysons l'adduction alimentant les réservoirs et examinons les mesures de protection contre les coups de bélier.
7- **Pose de canalisation et accessoires** : ce chapitre regroupe les différents accessoires du réseau ainsi que les techniques de pose des conduites.
8- **Organisation de chantier** : nous concluons par l'élaboration d'un plan de réalisation des travaux et une estimation financière du projet.

Chapitre -I-

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1 Introduction :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaitre les différentes caractéristiques de la zone d'étude, ces dernières vont nous permettre de faire un bon diagnostic du réseau de distribution et de proposer une réhabilitation adaptée. Nous nous intéressons dans ce chapitre à la situation géographique, topographique, climatique, géologique, hydrologique et hydraulique.

I.2 Situation géographique :

I.2.1 Présentation de la commune de Soumâa :

La commune de Soumâa est située au centre de la wilaya de Blida, à environ 8 km au nord-est de Blida et à environ 44 km au sud-ouest d'Alger et à environ 35 km au nord-est de Médea. Elle s'étend sur une surface de **27.76** km². La commune de **Soumâa** est limitée du point de vue administratif par :

- Au nord : la ville de Boufarik.
- Au sud : la ville de Chréa.
- A l'est : la commune de Bouinan.
- A l'ouest : la commune Guerouaou.

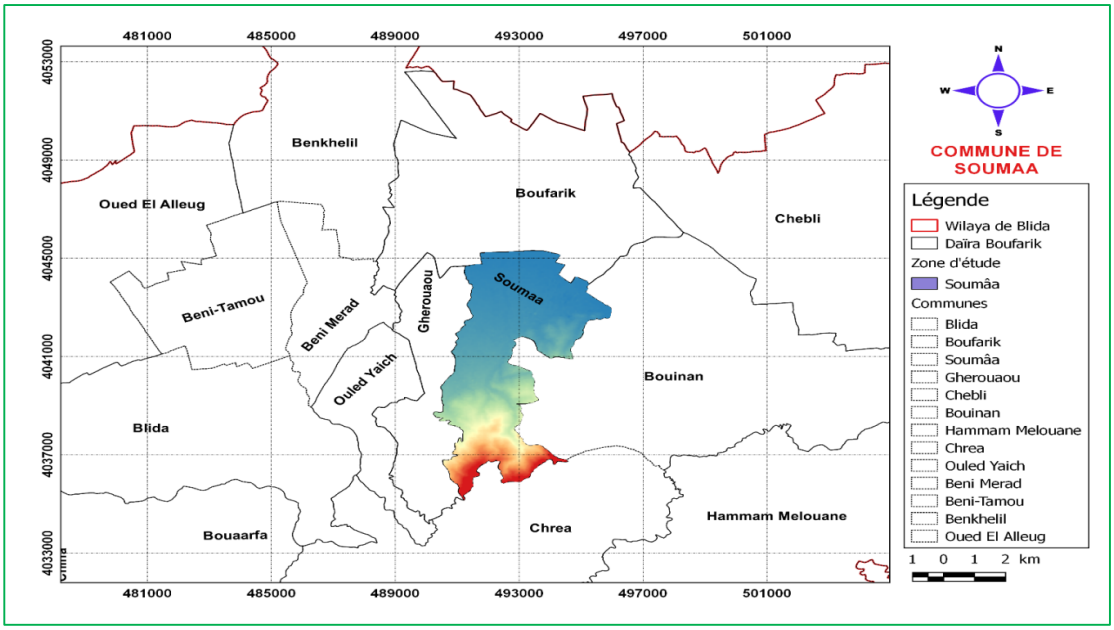


Figure I.1 : Situation géographique de la ville de Soumaa (Source :APC BLIDA

I.2.2 Situation Géographique de la zone étudiée :

La commune de Soumâa et constituée de deux zones, une partie en plaine est une autre en montagne. Elle est composée de sept centres ruraux en l'occurrence Soumâa, Feroukha, Cherifia, Saada, Bahli, Ghraba et Halouiya.

Pour cette étude, nous nous concentrons sur la zone de Cherifia, elle se trouve à proximité du village de Sidi Aissa, ainsi que de Ferroukha avec les coordonnées géographiques suivantes :

- Latitude : 36.4983272°
- Longitude : 2.8944593°

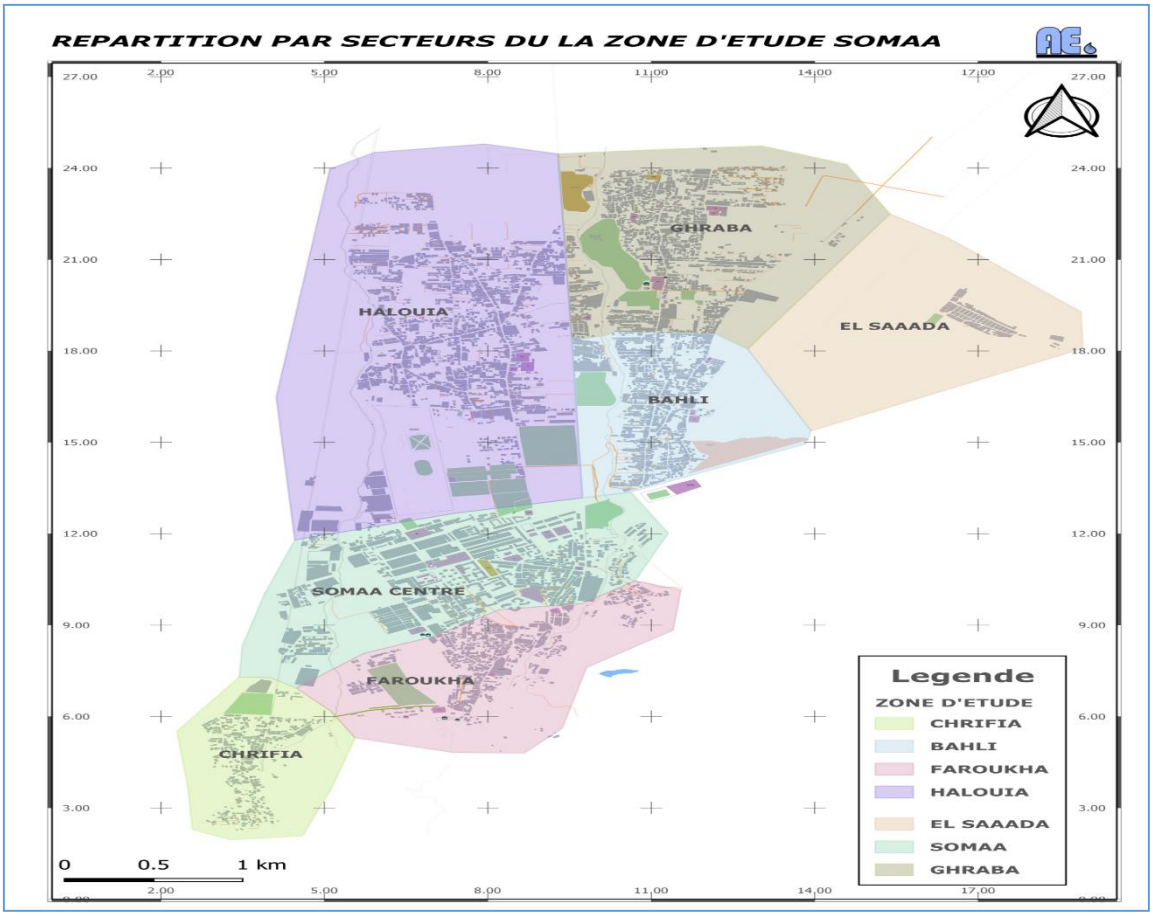


Figure I.2 : Situation de la zone étudiée (Cherifia)

(Source: BET SARL Aqua Engineering)

I.2.3 Situation Topographique :

La zone fait partie de la plaine de la Mitidja, elle est caractérisée par une morphologie plane avec des faibles pentes inférieures à 8% avec des altitudes variant de 190 à 300 m.

Cette configuration topographique relativement uniforme favorise un écoulement d'eau gravitaire régulier, mais nécessite néanmoins une gestion prudente des pressions dans le réseau d'alimentation en eau potable pour éviter les déséquilibres hydrauliques entre les zones les plus basses et les plus élevées.

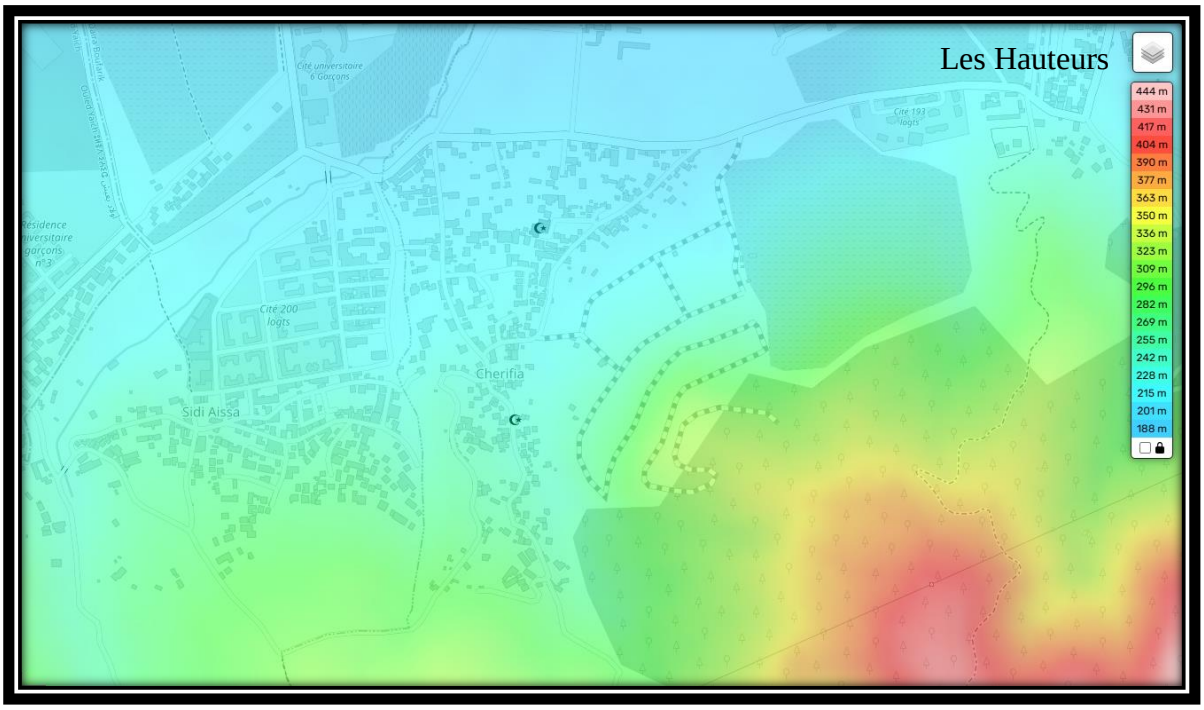


Figure I.3: Carte topographique de Cherifia, Altitude ,relief (Openstreetmap, 2025)

I.2.4 Situation Climatique :

I.2.4.1 Climat :

La zone est soumise à un climat méditerranéen à tendance subhumide, marqué par des hivers doux et pluvieux, accompagnés de chutes de neige au-dessus de 800 mètres d'altitude, ainsi que des étés chauds et secs.

I.2.4.2 Température :

Le tableau ci-dessous représente les variations des températures moyennes mensuelles :

Tableau I.1: Température moyennes mensuelles durant la période (2011-2021)

Mois	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Aoû	Sep	Oct	Nov	Déc
Température (°C)	11	12	15	18	22	28	33	32	27	22	16	13

(Source : ANRH Blida)

La température moyenne annuelle est de 18,3°c, tel que 11,5°c en hiver et 33°c en été. Les jours de gels sont de 3 jours /an alors que le brouillard totalise 58,5 jours /an.

I.2.4.3 Pluviométrie :

Le tableau ci-dessous représente les valeurs des précipitations mensuelles :

Tableau I.2 : Précipitation moyennes mensuelles durant la période (2011-2021)

Mois	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Aoû	Sep	Oct	Nov	Déc
Précipitation (mm)	85	117	85	64	59	21	10	8	28	48	88	96

(Source : ANRH Blida)

A partir du tableau on déduit que :

- Le mois le plus pluvieux est celui de Février avec une précipitation moyenne de 117mm avec une période de retour de 10 ans.
- Les mois les plus secs sont juillet et aout avec une précipitation moyenne de 18 mm sur une période de retour de 10 ans.

D'après l'ANRH, la zone reçoit une hauteur pluviométrique annuelle comprise entre 300 et 500 mm, selon la période considérée. Ces précipitations sont concentrées pendant les mois pluvieux (d'octobre à mars), tandis que les pluies sont rares pendant l'été.

I.2.4.4 Vent :

Le vent dominant dans la région d'étude est orienté comme suit :

- Direction ouest durant l'hiver.
- Direction nord-est durant l'été.

Le vent est généralement faible mis à part les quelques jours d'été qui présente des vents sirocos de 10,8 jours /an. (Source **ANRH)**

I.3 Géologie régionale :

La zone d'étude fait partie de la Mitidja qui est un grand bassin alluvionnaire constitué de :

- Les marnes et argiles grisâtre et bleuâtre, schisteuses par endroits et carbonaté du crétacé inférieur.
- Les éboulis, conglomérats, graviers dans une matrice limono argileuse occupant les parties basses du piémont.
- Les graviers, alluvions, les sables de la plaine.

Sur le plan structural et tectonique, il y a deux principales failles mais qui n'affecte pas directement la zone prospectée. Elles sont situées en amont du piémont de la commune de Soumâa.

I.4 Sismicité :

D'après le règlement parasismique Algérie (version 2024), le territoire algérien est divisé en sept zones sismiques :

- **Zone 0 :** sismicité négligeable
- **Zone I :** sismicité faible
- **Zone II :** sismicité faible à moyenne
- **Zone III :** sismicité moyenne
- **Zone IV :** sismicité à élevée
- **Zone V et VI :** sismicité élevée

La sismicité de la zone d'étude n'est pas négligeable, elle se trouve entre la **zone VI** de la carte de zonage sismique du territoire national ou les activités sismiques sont fortes . Ce qui impose de renforcer les infrastructures du réseau d'eau potable, en choisissant des matériaux adaptés et des techniques de pose résistantes aux secousses sismiques.

I.5 Population :

La population totale de la commune de Soumâa est estimée à 56244 habitants, Environ 4% de la population totale de la wilaya de Blida, d'après le dernier recensement de l'APC de Soumâa en 2022. On note 3000 habitants au niveau de la zone de Cherifia.

I.6 Equipements :

D'après les données fournies par l'assemblée populaire communale (A.P.C) les équipements dans la zone d'étude se répartissent comme suit :

Tableau I.3 : Les équipements des agglomérations

Equipements	Nature d'équipement
Scolaires	1 école primaire
Socioculturels	2 Mosquées

(Source : APC Soumâa)

I.7 Situation hydraulique :

I.7.1 Réservoirs de stockage :

L'agglomération de **Cherifia** située au sud-ouest de la commune est alimentée à partir de deux réservoirs de capacité de **100** m^3 de type semi enterrés dont l'arrivée de l'eau est assurée à partir d'une station de pompage située à Soumâa, qui refoule les eaux à partir d'un réservoir de capacité de **500 m^3** de type semi enterrés.

Les caractéristiques de ces derniers sont données par le tableau suivant :

Tableau I. 4 : Caractéristiques des réservoirs

N°	Nom	Volume (m^3)	Forme de la section	Année de mise en service	CTR (cote du radier) (m)
01	**Réservoir de Cherifia**	(2*100 m^3)	Circulaire	1988	293.41

(Source : DRE Blida)



Figure I.4 : Les réservoirs de la zone de Cherifia (Source : DRE Blida)

- Le réseau d'adduction et de distribution de la zone de Cherifia est un réseau ancien composé de conduites de différents diamètres et matériaux : amiante-ciment et PEHD.

I.7.2 Ressources en eaux :

L'alimentation des réservoirs est actuellement assurée par la source de Maada, elle est considérée comme le premier site d'eau de la commune de Soumâa en termes de quantité. Elle est située au sud-est de la commune, au piémont des montagnes de Chréa. Son débit est estimé à **60** l/s en été et atteint jusqu'à **150** l/s en hiver.

I.8 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté la ville de Cherifia en détaillant ses principales caractéristiques, notamment sa topographie, avec un terrain accidenté. Nous avons également pris en compte son classement en zone sismique à forte intensité. Ces éléments constituent le point de départ de notre étude, visant à analyser et diagnostiquer le réseau d'alimentation en eau de de la zone de Cherifia, afin de proposer des solutions aux problématiques actuelles et anticiper les besoins futurs de cette agglomération.

Chapitre -II- Estimation des besoins en eau potable

II.1-Introduction :

L'estimation des besoins en eau pour l'alimentation en eau potable d'une agglomération nécessite une fixation impérative des normes pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) représente la quantité journalière d'eau potable par unité de consommateur (habitants, élève, employé, etc.).

Cette estimation des besoins dépend de plusieurs facteurs, tels que l'évolution de la population, les équipements existants, et le niveau de vie de la population. Ces facteurs varient d'une agglomération à une autre et d'une période à une autre.

Ce chapitre vise à estimer la population future de l'agglomération et à calculer les besoins en eau pour l'année 2055 en prenant en compte les besoins actuels et à l'horizon.

II.2-Estimation de la population future :

L'estimation de la population future est exécutée pour l'horizon 2055. Selon l'Assemblée Populaire Communale (APC) de la commune de Soumâa, le taux d'accroissement de la région est de 2%. Ce choix est basé sur le développement du tissu urbain et l'horizon d'étude, le nombre des habitants de future est estimé par la formule des intérêts composés suivante :

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

- **P n** : population future prise à l'horizon quelconque (habitants). (2054)

- **P0** : population de l'année de référence (habitants). (2022)

- **τ** : taux d'accroissement annuel de la population (2%) (Source : DRE Blida)

- **n** : nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

D'après le Recensement Général de la Population et l'Habitat effectué à Novembre 2022, la population de Cherifia est estimée à **3000 habitants.**

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

Année	2022	2025	2035	2045	2055
Population	3000	3184	3881	4730	5767

Source : (DRE BLIDA)

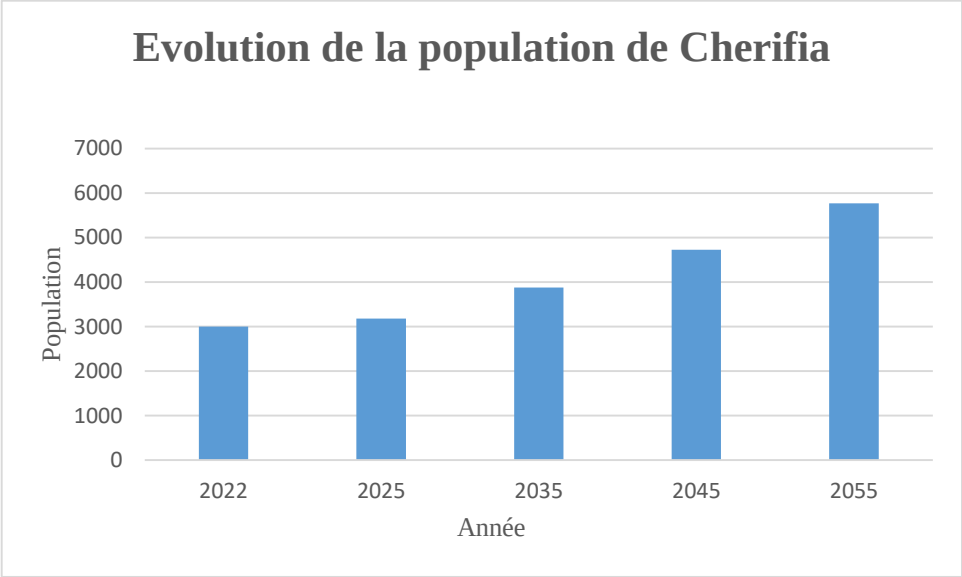


Figure II.1 : Evolution de la population de Cherifia

II.3-Evaluation des débits :

II.3.1-Généralité :

Les quantités des eaux de consommations sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement le dimensionnement des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eaux globales de l'agglomération observée au jour de la forte consommation de l'année, rapporté à l'unité habitant sur une période de 24 heures. (Salah B. Livre D'AEP, ENSH 2014)

II.3.2-Choix de la dotation :

En plus de la situation économique du consommateur, de la disponibilité des ressources, de l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, nous avons une variation saisonnière qui atteint un minimum en hiver et un maximum en été, résultante d'une consommation plus élevée au temps chaud et en se basant sur les tendances et les recommandations internationales la dotation moyenne par habitant et par jour, sans tenir compte de l'industrie, se situe comme suit :

- Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
- Ville de 20000 à 100000 hab. : 200à300 l/j/hab.
- Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

II.3.3-Catégories des besoins en eau :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, Il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération. Pour l'étude de la commune, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins administratifs.
- Besoins socioculturels.

II.4-Evaluation de la consommation moyenne journalière :

II.4.1-Choix de la norme unitaire de consommation :

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir la consommation urbaine, l'arrosage domestique, consommation publique et pertes. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule, etc.

II.4.2-Critères de choix de la norme :

La norme de consommation dépend essentiellement du :

- Niveau de vie de la population et de ses habitudes.
- Nombre d'habitants.
- Développement urbain et sanitaire de la ville.
- Des ressources existantes.

Les dotations unitaires moyennes domestiques sont déterminées par strate de population conformément à la typologie agglomérations définie par l'étude récente du plan national de l'eau (PNE version Août 2010)

Tableau II.2 : Typologies Agglomérations/states de population

DESIGNATION	CARACTERISTIQUE
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Métropoles	Villes de plus de 300 000 habitants.
Urbainsupérieur	100 000 <pop≤ 300 000 habitants
Urbaine	20 000 <pop≤ 100 000 habitants
Semi Urbaine	5000 <pop≤ 20 000 habitants
Semi-rural	3000 <pop≤ 5000 habitants
Rural aggloméré	600 (100 unités habitantes)<pop≤ 3000 habitants
Rural Eparse	Population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation)

Source : (PNE 2010)

Pour la présente étude nous avons un nombre d'habitant de 3184 à l'état actuel 2025 et 5767 à l'horizon 2055 :

- Donc nous optons pour une agglomération semi rural à l'état actuel et semi urbaine à l'horizon 2055.

Lorsque notre zone d'étude se trouve dans la partie nord d'Algérie et d'après la direction des ressources en eau DRE, il est jugé qu'une dotation de 150 litres/jour/habitant sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population à l'état actuel, une dotation de 180 litres/jour/habitant pour le moyen terme et une dotation de 200 litres/jour/habitant à l'horizon 2055.

II.4.3-Besoins domestiques :

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie. La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Qmoyj = \frac{1}{1000} \times dot \times N\ (m3/j) \quad \text{.....II.2}$$

Avec :

- **Qmoy j:** consommation moyenne journalière en (m3/j).
- **dot:** Dotation moyenne en (l/j/hab).

- **N:** Nombre d'habitant

Tableau II.2 : Besoins domestiques moyens de différents horizons

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab.)	Qmoyj (l/j/hab)
2022	3000	150	450,00
2025	3184	150	477,60
2035	3881	180	698,58
2045	4730	200	946
2055	5767	200	1153,4

Les autres catégories d'usagers, représentés par les éventuels demandeurs d'eau, selon les différents besoins recensés sont : Les besoins scolaires et socioculturels.

II.4.2-Besoins scolaires :

Les besoins scolaire à estimer dépendent du mode de séjour des élèves dans l'établissement (externat/internat). Pour le cas d'externat , il s'avère très délicat de déterminer la norme consommée du fait du séjour très réduit des élèves, de ce fait nous adoptons une norme estimée à 15 l/j/élève.(Salah B. Livre D'AEP, ENSH 2014)

Les résultats de calcul se traduisent dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : Besoins scolaires moyens

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy j (m3/j)
Ecole primaire	élève	400	15	**6**
Total				**6**

II.4.3-Besoins socioculturels :

Nous adoptons la dotation suivante pour la catégorie socioculturelle :

- On prend une dotation pour la mosquée : 15 l/j/fidèle

Les résultats de calcul traduisent dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Besoins moyens socioculturels

Equipement	**Unité**	**Nombre**	**Dotation (l/j/unité)**	**Q moy j (m3/j)**
2 mosquées	fidèle	300	15	**4.5**
Total				**4.5**

II.4.4-Besoins globaux de l'agglomération :

Les besoins totaux en matière d'eau potable de la zone de Cherifia sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Tableau II.5 : Récapitulation des besoins en eau totaux

Catégories de consommateurs	**Consommation journalière (m3/j)**
Besoins scolaires	**6**
Besoins socioculturels	**4,5**
Total	**10,5**

Nous avons déjà calculé les besoins domestiques pour les différents horizons et pour les besoins d'équipements publics nous allons admettre un taux de majoration global de tous les secteurs de la commune :

Tableau II.6 : Taux de majoration global

Horizon	**Taux de majoration**
2035 (Court terme)	10%
2045 (Moyen terme)	20%
2055 (Long terme)	30%

Source : (DRE BLIDA)

Donc on calcule les débits d'équipement pour les différents horizons :

Tableau II.7 : Calcul des débits d'équipement pour les différents horizons

Horizon	**Taux de majoration**	**Q équipement futur (m3/j)**
2035 (Court terme)	10%	11,55
2045 (Moyen terme)	20%	12,6
2055 (Long terme)	30%	13,65

II.4.5- Récapitulation des besoins en eau de la ville :

Les besoins moyens totaux en eau du Cherifia sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tableau II.8 : Récapitulation des besoins en eau actuels et à l'horizon

Zone	**Horizon**	**Besoins domestiques (m^3/j)**	**Besoins d'équipements (m^3/j)**	**Consommation moyenne journalière totale (m^3/j)**
Cherifia	2025	477,60	10,5	488,10
	2035	698,58	11,55	710,13
	2045	946	12,6	958,60
	2055	1153,4	13,65	1167,05

II.5- Variations de la consommation journalière :

La consommation journalière maximale est la base qui prédétermine le dimensionnement de l'ensemble des infrastructures hydrauliques, qu'il s'agisse des adductions (gravitaires ou par refoulement), des réseaux d'AEP, des capacités de stockage, ou des installations de pompage.

II.5.1- Consommation maximale journalière :

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum (Kmax.j) qui tient compte des variations journalières de la consommation. Il représente le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$\mathbf{Kmax\ j} = \frac{\mathbf{Qmax\ j}}{\boldsymbol{Qmoyj}} \quad \textbf{.....II.3}$$

Avec :

K max j=(1,1- 1,3)

On prend **K max j =1,3**

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

II.5.2- Consommation minimale journalière :

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum (Kmin, j) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$\textbf{Kmin j} = \frac{Qmin\,j}{Qmoyj} \quad \textbf{.....II.4}$$

Avec :

K min j= (0,7 - 0,9)

On prend **K min j = 0,8**, valeur moyenne et réaliste, correspondant à une consommation relativement stable typique des zones urbaines ou semi-urbaines, tout en restant dans l'intervalle recommandé par la littérature technique. Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journaliers

Tableau II.9 : Calcul des consommations maximales et minimales journalières

	$Q_{moy\,j}$	K max j	$Q_{max\,j}$	K min j	$Q_{min\,j}$
2025	647,30	1,5	970,95	0.8	517,84
2035	787,75	1,5	1181,63	0.8	630,50
2045	958,60	1,5	1437,90	0.8	766,88
2055	1167,05	1,5	1750,58	0.8	933,64

II.6- Variations de la consommation horaire :

II.6.1- Consommation maximale horaire :

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max\ h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée dans l'année. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max}Tel que :

$$K_{\max h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \text{.....II.5}$$

Avec :

α_{max} **:**Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend : α_{max} **= 1,2.**

β_{max}**:** Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Il est basé sur l'évolution démographique et socio-économique prévue de la localité.
Il tient compte de la croissance de la population sur la période d'étude, estimée à environ 2% par an, ainsi que de l'amélioration progressive du niveau de vie.

Tableau II.10 : Variations de β_{max} et β_{min} en fonction du nombre d'habitant

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

Source : SALAH B. Livre d'AEP, ENSH 2014

Donc pour notre cas on prend

- β_{max} **= 1,5** pour 2025
- β_{max} **= 1,4** pour l'horizon 2055

II.6.2- Consommation minimale horaire :

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

$$K_{\min h} = \alpha_{min} \times \beta_m \text{ .....II.6}$$

Avec :

α_{min} : varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,6$

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

Donc pour notre cas on prend

- $\beta_{min} = 0,2$ pour 2025
- $\beta_{min} = 0,25$ pour l'horizon 2055

II.6.3- Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

La répartition horaire des débits de consommation journalière pour l'horizon actuel et les horizons 2039 et 2054 de notre étude sont indiqués dans les tableaux (II-12) et (II-13).

II.7.1- Régime de consommation de l'agglomération en 2025 :

Tableau II.12 : Variation des débits horaires (2025)

Heure	Consommation totale		Consommation cumulée	
	Q max j = 970,95 m^3/j			
h	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	9,51	1,5	9,51
1-2	1	9,51	3	19,02
2-3	1	9,51	4,5	28,53
3-4	1	9,51	6	38,04
4-5	2	19,02	8,5	57,06
5-6	3	28,53	12	85,59
6-7	5	47,55	16,5	133,13
7-8	6.5	61,81	22	194,94
8-9	6.5	61,81	28,25	256,76
9-10	5.5	52,30	34,5	309,06
10-11	4.5	42,79	40,75	351,85
11-12	5.5	52,30	47	404,15
12-13	7	66,57	52	470,72
13-14	7	66,57	57	537,29
14-15	5.5	52,30	62,5	589,59
15-16	4.5	42,79	68,5	632,38
16-17	5	47,55	74,5	679,93
17-18	6.5	61,81	80	741,74
18-19	6.5	61,81	85	803,55
19-20	5	47,55	89,5	851,10
20-21	4.5	42,79	93,5	893,89
21-22	3	28,53	96,5	922,42
22-23	2	19,02	98,5	941,44
23-24	1	9,51	100	950,95

D'après le tableau ci-dessus on trouve le débit de pointe :

- **Qmax,h = 72,83 m3/h** entre 12h et 14h.
- **Qmin,h = 9,51 m3/h** entre 23h et 4h

Les résultats obtenus nous permettent de tracer l'histogramme de la consommation d'eau de l'agglomération.

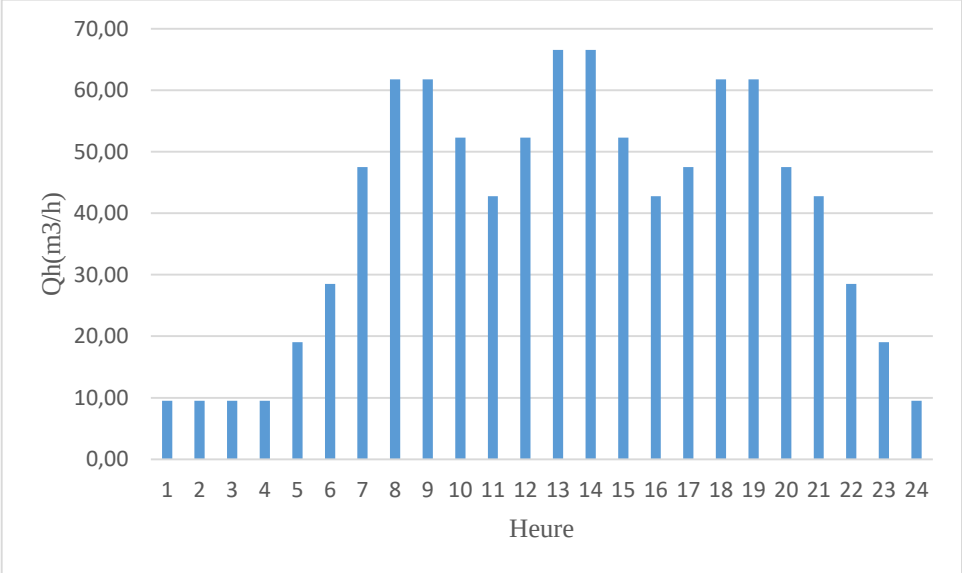


Figure II.2 : Graphique de la consommation journalière (2025)

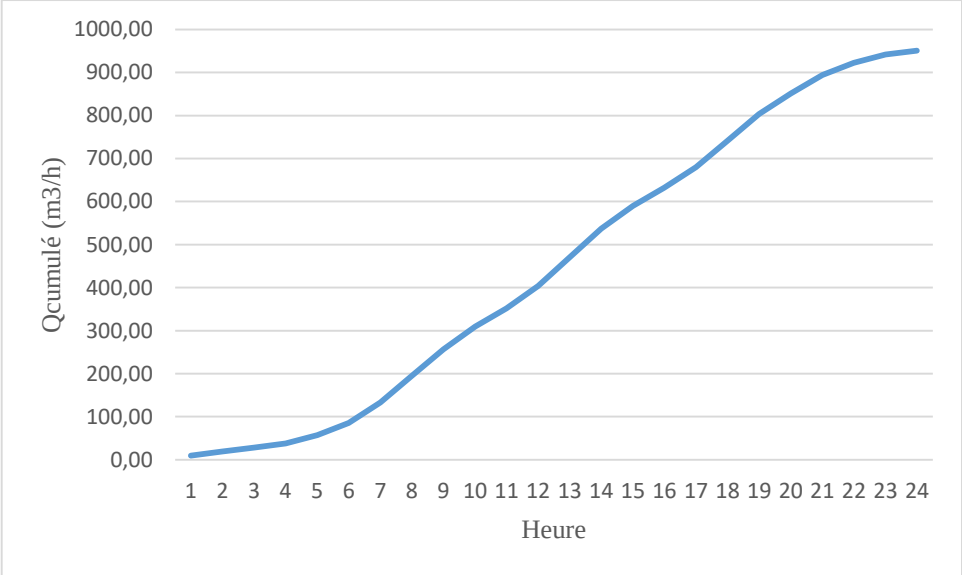


Figure II.3 : Courbe de la consommation cumulée (2025)

II.7.2- Régime de consommation de l'agglomération en 2035 :

Le tableau qui suit donne les consommations horaires actuelles (annexe 03) :

Tableau II.14 : Variation des débits horaires (2035)

Heure	Consommation totale		Consommation cumulée	
	Q max j = 1065,20 m^3/j			
h	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	10,65	1,5	10,65
1-2	1	10,65	3	21,30
2-3	1	10,65	4,5	31,96
3-4	1	10,65	6	42,61
4-5	2	21,30	8,5	63,91
5-6	3	31,96	12	95,87
6-7	5	53,26	16,5	149,13
7-8	6.5	69,24	22	218,37
8-9	6.5	69,24	28,25	287,60
9-10	5.5	58,59	34,5	346,19
10-11	4.5	47,93	40,75	394,12
11-12	5.5	58,59	47	452,71
12-13	7	74,56	52	527,27
13-14	7	74,56	57	601,84
14-15	5.5	58,59	62,5	660,42
15-16	4.5	47,93	68,5	708,36
16-17	5	53,26	74,5	761,62
17-18	6.5	69,24	80	830,86
18-19	6.5	69,24	85	900,09
19-20	5	53,26	89,5	953,35
20-21	4.5	47,93	93,5	1001,29
21-22	3	31,96	96,5	1033,24
22-23	2	21,30	98,5	1054,55
23-24	1	10,65	100	1065,20

D'après le tableau ci-dessus on trouve le débit de pointe :

- **Qmax,h = 74,56 m3/h** entre 12h et 14h.
- **Qmin,h = 10,65 m3/h** entre 23h et 4h.

Les résultats obtenus nous permettent de tracer le graphique de la consommation d'eau de l'agglomération :

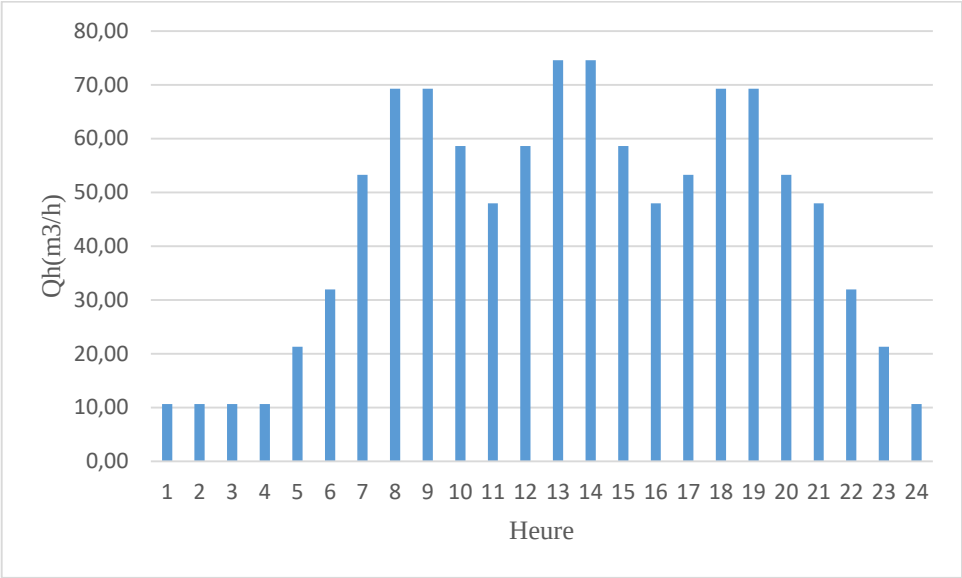


Figure II.2 : Graphique de la consommation horaire (2035)

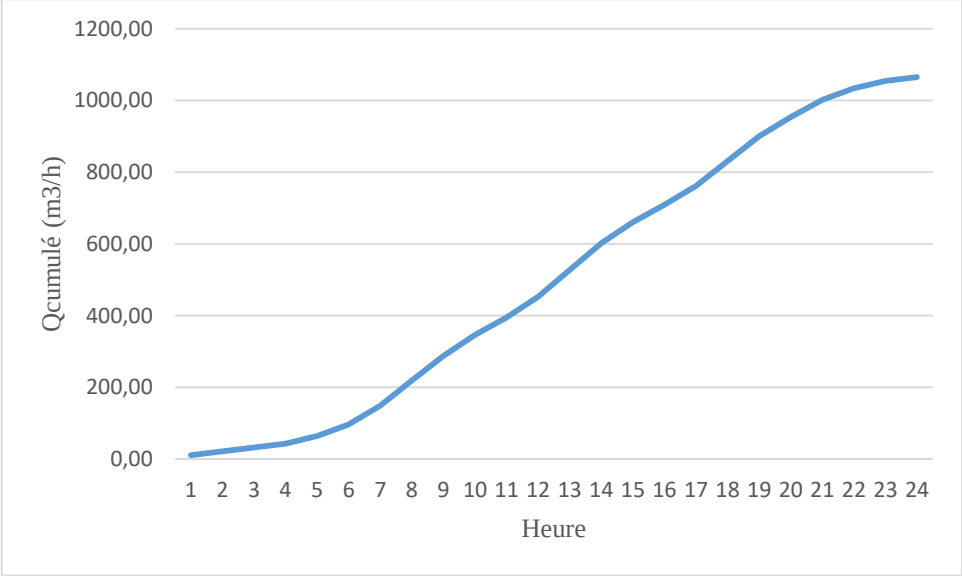


Figure II.3 : Courbe de la consommation cumulée (2035)

II.7.2- Régime de la consommation de l'agglomération à l'horizon 2055 :

Tableau II.13 : Variation des débits horaires (2055)

Heure	Consommation totale		Consommation cumulée	
	Q max j = 1750,58 m^3/j			
h	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	17,51	1,5	17,51
1-2	1	17,51	3	35,01
2-3	1	17,51	4,5	52,52
3-4	1	17,51	6	70,02
4-5	2	35,01	8,5	105,03
5-6	3	52,52	12	157,55
6-7	5	87,53	16,5	245,08
7-8	6.5	113,79	22	358,87
8-9	6.5	113,79	28,25	472,66
9-10	5.5	96,28	34,5	568,94
10-11	4.5	78,78	40,75	647,71
11-12	5.5	96,28	47	744,00
12-13	7	122,54	52	866,54
13-14	7	122,54	57	989,08
14-15	5.5	96,28	62,5	1085,36
15-16	4.5	78,78	68,5	1164,14
16-17	5	87,53	74,5	1251,66
17-18	6.5	113,79	80	1365,45
18-19	6.5	113,79	85	1479,24
19-20	5	87,53	89,5	1566,77
20-21	4.5	78,78	93,5	1645,55
21-22	3	52,52	96,5	1698,06
22-23	2	35,01	98,5	1733,07
23-24	1	17,51	100	1750,58

D'après le tableau ci-dessus on trouve le débit de pointe :

- **Qmax,h = 122,54 m3/h**
- **Qmin,h = 17,51 m3/h**

Les résultats obtenus nous permettent de tracer l'histogramme de la consommation d'eau de l'agglomération.

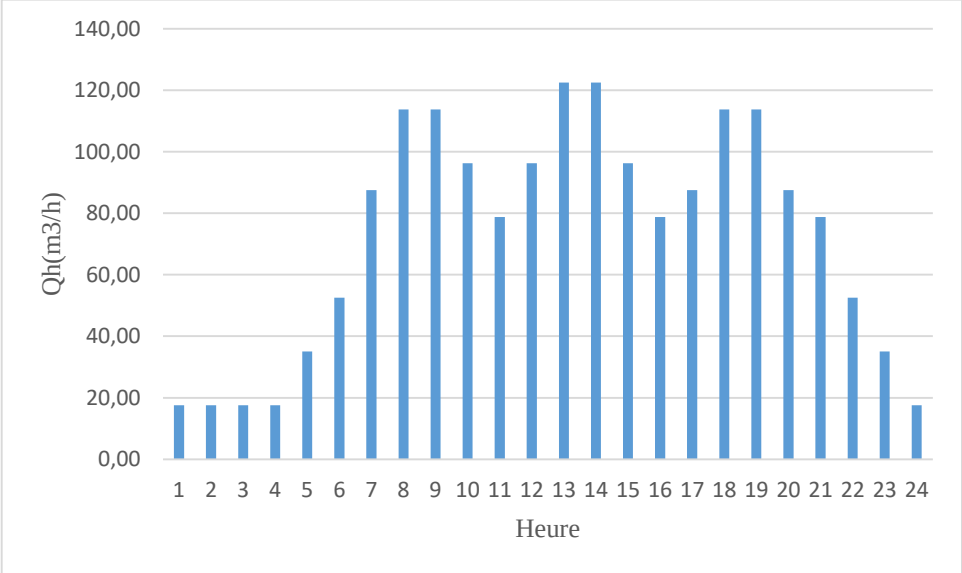


Figure II.4 : Graphique de la consommation journalière (2055)

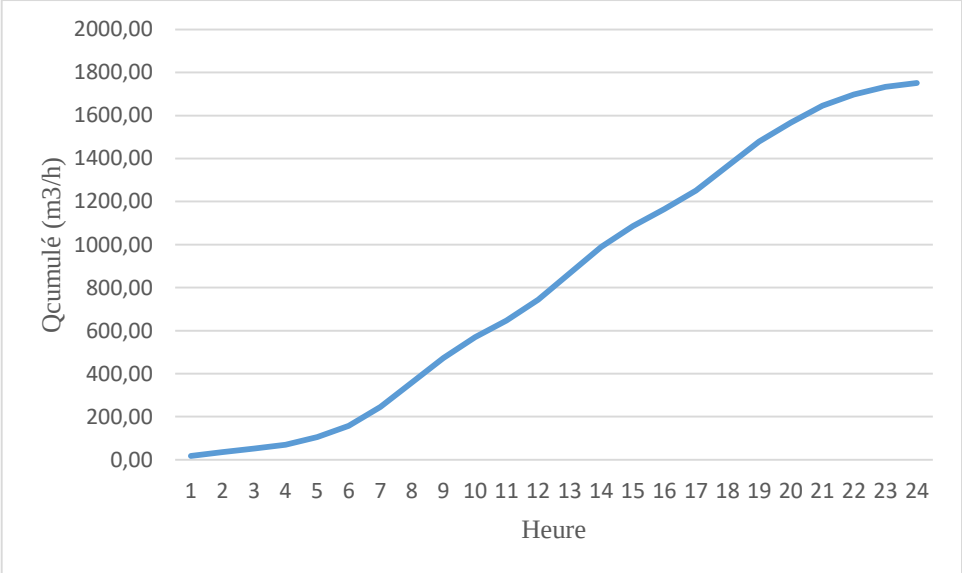


Figure II.5 : Courbe de la consommation cumulée (2055)

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

Après calcul de la consommation maximale journalière, nous procédons à la vérification de la suffisance des ressources disponibles dans notre région d'étude, et ce en considérant que les débits délivrés par les différents sources restent constants dans le temps.

Tableau II.14 : Production des ressources disponibles

Localité	Ressources	Production		Total
		l/s	m^3/j	m^3/j
Cherifia	Source de Maada	9	777,6	**777,60**

Source : DRE BLIDA

Tableau II.15 : Bilan Ressources-Besoins à différents horizons

Horizon	2025	2035	2045	2055
Besoins journaliers (m^3/j)	732,15	1065,20	1437,90	1750,58
Production (m3/j)	777,60	777,60	777,60	777,60
Bilan (m3/j)	45,45	-287,60	-660,30	-972,98
Bilan (l/s)	0,53	-3,33	-7,64	-11,26

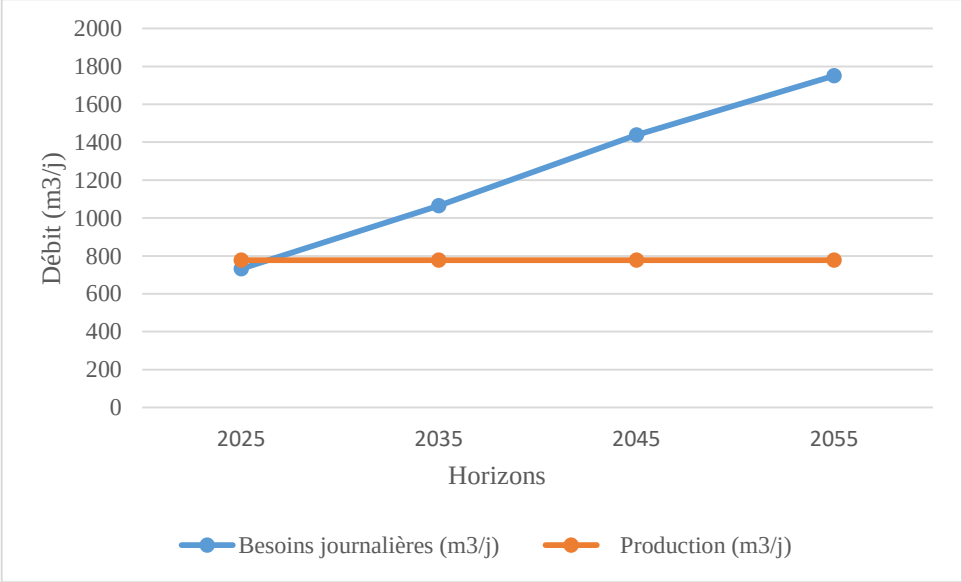


Figure II.6 : Bilan Ressources-Besoins de Cherifia

Selon le bilan des Besoins en eau potable et le volume produit pour la zone de Cherifia, nous tirons comme conclusions :

- Actuellement la ressource disponible est suffisante, il y aura un déficit à partir de 2035. Il y a lieu de chercher de nouvelles sources supplémentaires pour assurer les besoins de la population à partir de 2027. On propose de renforcer le réseau en projetant un nouveau réservoir.

II.9- Conclusion :

Ce chapitre a permis d'identifier les différentes catégories de consommateurs au sein de l'agglomération étudiée et de calculer les débits journaliers maximaux et minimaux selon plusieurs horizons temporels. Sur la base de ces résultats, des courbes de consommation ont été tracées, permettant ainsi de déterminer les débits horaires moyens, maximaux et minimaux. Ces données constituent des éléments de référence essentiels pour le diagnostic et le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable (AEP) de la zone concernée. Un bilan des besoins en eau potable, ainsi que des volumes actuellement produits, a également été réalisé pour la zone de Cherifia. La comparaison entre les ressources disponibles et les besoins projetés a mis en évidence une insuffisance des ressources à l'horizon d'étude. Par conséquent, il devient impératif d'envisager la mobilisation d'une nouvelle source d'approvisionnement en eau.

Chapitre III
Diagnostic du réseau D'AEP existant

III.1 Introduction :

Ce chapitre comprend une analyse détaillée de la situation actuelle prenant en compte les caractéristiques techniques du réseau existant, afin de détecter d'éventuelles défaillances. Le diagnostic a pour objectif de comprendre le fonctionnement global du réseau d'Alimentation en Eau Potable (AEP) et d'élaborer une série de recommandations destinées à répondre aux besoins futurs en matière de quantité et de qualité de l'eau. Ce processus se divise en deux volets : le diagnostic physique, qui évalue l'état des conduites et des installations hydrauliques, et le diagnostic hydraulique, qui analyse les paramètres de performance du réseau sous différentes conditions de fonctionnement.

III.2 Déroulement de l'étude :

L'étude de diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable permet d'évaluer deux aspects fondamentaux :

A-L'aspect physique :

Une inspection approfondie du réseau sera réalisée afin d'évaluer l'état des canalisations et des équipements associés. Cette évaluation comprendra la détection de fuites, ainsi que la recherche de signes de corrosion, d'obstructions et d'autres types de dégradations susceptibles d'affecter le bon fonctionnement du réseau. Les problèmes identifiés feront l'objet d'une planification des réparations ou des remplacements nécessaires, afin de garantir un approvisionnement en eau potable fiable et de qualité pour les habitants de Cherifia.

B-L'aspect hydraulique :

Une analyse des pressions et des vitesses d'écoulement de l'eau sera effectuée à divers points du réseau. Cette démarche permettra d'identifier d'éventuelles fluctuations de pression et de débit au sein des conduites, lesquelles pourraient perturber la répartition uniforme de l'eau à travers les différents secteurs.

III.2.1 Analyse et traitements des données :

Les différentes données collectées ont été traitées à l'aide de plusieurs outils informatiques dont Microsoft Excel, Covadis et Epanet. Ces outils ont permis de faire le tri des données, de réaliser les différents scénarios et de faires des graphiques ainsi que des tableaux représentatifs. L'outil Autocad nous a permis de réaliser tous les schémas liés à notre étude.

III.3 Diagnostic physique du réseau de Cherifia :

III.3.1 Etat physique du réseau de distribution :

Le réseau de distribution de la ville de Cherifia est de type mixte : maillé et ramifié, et s'étend sur une longueur de 4387 mètres. Ce réseau comprend des conduites dont les diamètres variés, allant de DN 32 à DN 200. Il est essentiellement constitué de conduites en amiante ciment, acier galvanisé et en PEHD. L'ensemble du réseau est dimensionné pour une pression nominale de PN10.

Tableau III.1 : Linéaire des conduites de distribution en fonction de leur taille et du matériau

Matériaux	Diamètre (mm)	Longueur(m)
Acier Galvanisé	50	375
	100	302
PEHD	32	37
	40	770
	50	430
	63	840
	75	831
AMC	32	119
	125	1711
	200	789
Total		**6204**

Tableau III.2 : Pourcentage de distribution des conduites selon les types de matériau

Matériau	Longueur (m)	Pourcentage (%)
Acier Galvanisé	677	10,91
PEHD	2908	46,87
AMC	2619	42,21
Total	6204	100%

III.3.2 Analyse par type de diamètre :

Le réseau de distribution de Cherifia est compose de trois type de matériaux : Acier galvanisé, AMC et PEHD.

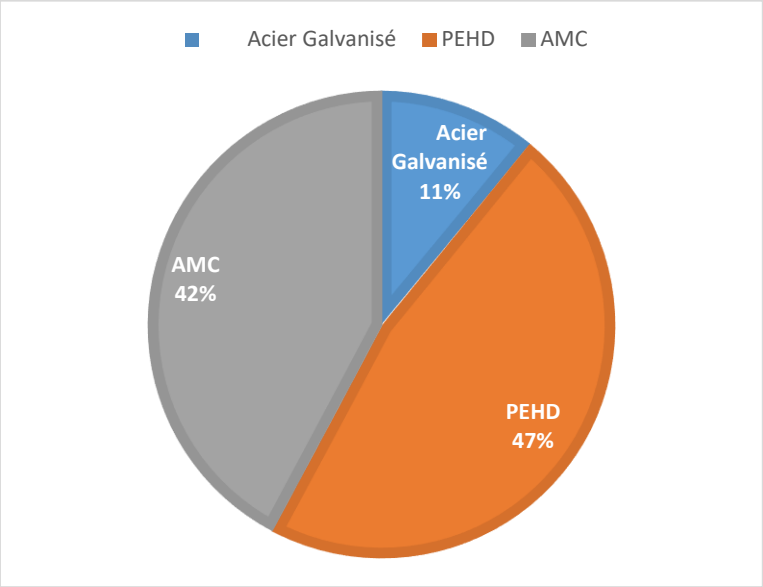


Figure III.1 : Diagramme circulaire des répartitions des matériaux

Interprétation:

- Les conduites en AMC représentent un grand pourcentage dans le réseau existant (environ 42 %). Bien qu'elles aient été largement utilisées pour l'alimentation en eau potable, elles posent des risques pour la santé et se dégradent avec le temps. C'est pourquoi nous recommandons de les remplacer par des conduites en PEHD.
- Les conduites en Acier Galvanisé représentent environ 11 % du réseau. Bien qu'il présente une bonne résistance mécanique, l'acier galvanisé reste défavorable sur le plan hydraulique en raison de sa rugosité interne générant des pertes de charge et des dépôts, et sur le plan environnemental du fait de son processus de fabrication énergivore et du risque de relargage de métaux lourds.
- Les conduites en PEHD sont actuellement bien répandues dans le réseau, avec une présence d'environ 47 %. Elles présentent des performances supérieures grâce à des joints plus efficaces comparés à ceux des autres types de conduites.

III.3.3 Etat physique des conduites de réseau de distribution :

Les images qui suivent montrent des conduites du réseau de distribution qui fuient. Ces photos ont été prises lors d'une visite personnelle sans accompagnement où la mission était d'estimer la quantité de fuites dans le réseau ; qui étaient très nombreuses. De plus, On a trouvé une grande quantité de conduites ayant été coupées par les citoyens.



Figure III.2 : Conduite de départ en Acier 125 mm et deux conduites inconnues en PEHD 90mm et AG 90 mm. (Date de prise : 18-04-2025)

Observation :

Après diagnostic physique du réseau de Cherifia, il y a lieu de signaler ce qui suit :

- Passage de la conduite de départ en Acier et une conduite en PEHD inconnue suivant un grand trou ouvert laissant passer toutes intrusions possibles.
- La majorité de profondeurs de pose des conduites en PEHD sont très petites voire même des conduites apparentes.
- Le réseau contient des conduites en AMC et AG anciennes et en mauvais état.

III.3.4 Etat physique des équipements du réseau (Accessoires) :

Les figures suivantes présentent l'état physique des équipements principaux du réseau de distribution hydraulique, afin d'apprécier leur état général et leur niveau de conservation.



Figure III.3 : Raccord à compression attaché avec un fil en métal corrodé

(Date de prise : 18-04-2025)



Figure III.4 : Les accessoires de la conduite de départ

(Date de prise : 18-04-2025)

Observation :

La figure montre :

- Une conduite manifestement endommagé et réparé de manière provisoire à l'aide de fils métalliques. Cette solution de fortune indique une non-conformité aux règles de pose des branchements d'eau potable, pouvant entraîner des fuites, des pertes d'eau importantes et un risque de pollution par infiltration attaché avec un fil en métal corrodé exposé à la surface.
- Une vanne enterrée présentant des signes de vétusté et d'exposition directe à l'humidité et à la végétation, ce qui peut entraîner une corrosion accélérée et compromettre son bon fonctionnement.
- Une vanne aérienne en bon état apparent, protégée et correctement installée avec un compteur visible.

III.3.5 Etat des réservoirs existants :

La zone de Cherifia contient deux réservoirs existants semi enterrés de capacité de 2 x 100 m^3 qui assure l'alimentation de tous les habitants de la zone.

- Les réservoirs sont construits en béton.
- Ils sont munis d'une chambre de vanne au milieu.
- Alimenté par refoulement de la source naturelle de Maada à partir de la station de pompage Soumaa.

Après ma visite personnelle, on peut dire que :

- Armatures apparentes du voile avec éclatement (épaufrures) dans certaines zones.
- Présence de nid d'abeilles (état poreux de la surface du béton de la ceinture supérieure).
- La conduite de départ traverse une large ouverture non protégée, favorisant les intrusions extérieures et les risques de pollution.
- L'ouvrage n'est pas clôturé.
- Décollement partiel/général de la feuille d'étanchéité
- Des fuites au niveau des conduites de départ.
- Les accessoires sont sujets à la corrosion.
- L'endroit de l'emplacement doit être nettoyé et clôturé.

Les figures suivantes illustrent l'état des réservoirs :



Figure III.5 : Réservoir n°01 de capacité 100 m^3 de la zone de Cherifia

(Date de prise : 18-04-2025)



Figure III.6 : Réservoir n°02 de capacité 100 m^3 de la zone de Cherifia

(Date de prise : 18-04-2025)



Figure III.7 : Etat de la surface de l'ouvrage

(Date de prise : 18-04-2025)

III.4 Diagnostic hydrauliques :

III.4.1 Démarche méthodologique :

Le logiciel utilisé pour le modèle est EPANET. La méthodologie suit les principes habituels de modélisation hydraulique notamment :

- La modélisation de réservoir d'eau alimentant le système de distribution.
- La décomposition du système actuel en nœuds et conduites (diamètre, matériau, longueur).
- La modélisation des organes de réseau le nécessitant (vannes importantes et accessoires).

III.4.2 La pression aux nœuds :

La règle maintenue pour cet exercice de modélisation est d'essayer de maintenir une pression aux nœuds du réseau supérieur à 10mce (environ 1bar) afin d'assurer un service convenable aux abonnés en tous points du réseau.

III.4.3 Calcul des débits de dimensionnement :

III.4.3.1 Cas de pointe (l'horizon 2025) :

a- Débit de pointe :

Il est défini comme étant le débit de consommation reparti uniformément le long d'un tronçon du réseau. Ce débit sera calculé par la relation suivante :

$$Q_P = Q_{max\,h} = \sum Qr + \sum Qconc \quad \text{.....(III.1)}$$

Avec :

- Q_{maxh} : débit consommé (l/s)
- Q_r : est le débit en route globale (l/s).
- Qconc : Débit concentré (l/s), dans notre cas Qconc= 0
- Qp : Débit de pointe (l/s).

AN: $\sum Q_r = Q_p = Q_{maxh}$ = **54,92 m³/h= 15,26 l/s**

b- Débit spécifique :

Le débit spécifique c'est le débit transité à travers un mètre de conduite pendant une seconde, est définie comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs des tronçons où il y a une distribution en route.

On écrit :

$$q_{sp} = \frac{\sum Qr}{\Sigma Li} \quad \text{.....(III.2)}$$

- q_{sp} : le débit spécifique (l/s/ml).
- Σ Li : Somme des longueurs des tronçons qui assurant la distribution en route.
- Q_r : le débit en route globale (l/s).

AN : $q_{sp} = \frac{15,26}{5902}$ = **0,00259 l/s/ml**

c- Débit en route de chaque tronçon :

Il est donné par la formule suivante :

$$q_{ri} = q_{sp} \times Li \quad \text{(l/s)}\text{.....(III.3)}$$

Avec:

- q_{ri} : Débit en route de chaque tronçon (l/s).
- q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml).

d- Détermination des Débits aux nœuds :

Les débits aux nodaux ce sont des débits de consommation supposés pris au niveau des nœuds, Cette vérification nous permet de voir s'il y a une continuité des débits, alors on suppose que la moitié des habitants sont concentrés dans la première extrémité du tronçon étudié et l'autre moitié se trouvant dans l'autre extrémité (nœud) tel que :

$$Q_{ni} = 0.5 \times \sum q_{ri} + Q_{conc} \quad \text{(l/s)}\text{.....(III.4)}$$

Avec :

Q_i : est le débit du tronçon affectant ce nœud.

Sachant que $\sum Q_{ni} = Q_p =$ **15,26 l/s**

Tableau III.3 : Calcul des débits nodaux (réseau actuel l'horizon 2025)

Nœud	Tronçon	Longueur	qsp	Qr	Qni
		(m)	(l/s/ml)	(l/s)	(l/s)
n1	p1	114,3	0,00259	0,296	0,413
	3	148,18	0,00259	0,384	
	35	56,37	0,00259	0,146	
n2	p1	114,3	0,00259	0,296	0,235
	5	5,26	0,00259	0,014	
	p2	61,74	0,00259	0,160	
n3	p2	61,74	0,00259	0,160	0,080
n4	6	118,87	0,00259	0,308	0,154
n5	5	5,26	0,00259	0,014	0,683
	6	118,87	0,00259	0,308	
	p4	402,90	0,00259	1,044	
n6	p4	402,90	0,00259	1,044	1,067
	p8	194,90	0,00259	0,505	
	7	225,93	0,00259	0,585	
n7	p5	133,40	0,00259	0,346	0,688
	8	172,50	0,00259	0,447	
	7	225,23	0,00259	0,583	
n8	p5	133,4	0,00259	0,346	0,173
n9	8	172,50	0,00259	0,447	0,882
	9	118,29	0,00259	0,306	
	p7	390,60	0,00259	1,012	
n10	9	118,29	0,00259	0,306	0,153

Tableau III.3 : Calcul des débits nodaux (réseaux actuel l'horizon 2025) **(Suite)**

Nœud	Tronçon	Longueur	qsp	Qr	Qni
		(m)	(l/s/ml)	(l/s)	(l/s)
n11	p7	390,60	0,00259	1,012	0,506
n12	32	111,61	0,00259	0,289	0,403
	p8	194,90	0,00259	0,505	
	11	4,20	0,00259	0,011	
n13	10	235,40	0,00259	0,610	0,305
n14	11	4,20	0,00259	0,011	0,340
	10	235,40	0,00259	0,610	
	12	23,22	0,00259	0,060	
n15	13	25,07	0,00259	0,065	0,032
n16	12	23,22	0,00259	0,060	0,109
	13	25,07	0,00259	0,065	
	14	35,89	0,00259	0,093	
n17	15	35,54	0,00259	0,092	0,046
n18	14	35,89	0,00259	0,093	0,123
	15	35,54	0,00259	0,092	
	16	23,27	0,00259	0,060	
n19	17	88,52	0,00259	0,229	0,115
n20	17	88,52	0,00259	0,229	0,169
	16	23,27	0,00259	0,060	
	18	18,92	0,00259	0,049	
n21	20	36,32	0,00259	0,094	0,047
n22	19	76,86	0,00259	0,199	0,417
	20	36,32	0,00259	0,094	
	p14	208,70	0,00259	0,541	
n23	p14	208,70	0,00259	0,541	0,270

Tableau III.3 : Calcul des débits nodaux (réseaux actuel l'horizon 2025) **(Suite)**

Nœud	Tronçon	Longueur	qsp	Qr	Qni
	(m)	(l/s/ml)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
n24	18	18,92	0,00259	0,049	0,349
	19	76,86	0,00259	0,199	
	p15	173,40	0,00259	0,449	
n25	p15	173,40	0,00259	0,449	0,457
	23	116,86	0,00259	0,303	
	21	62,74	0,00259	0,162	
n26	24	84,57	0,00259	0,219	0,110
n27	p17	39,41	0,00259	0,102	0,312
	24	84,57	0,00259	0,219	
	23	116,86	0,00259	0,303	
n28	p17	39,41	0,00259	0,102	0,051
n29	22	36,36	0,00259	0,094	0,047
n30	21	62,74	0,00259	0,162	0,221
	22	36,36	0,00259	0,094	
	25	71,75	0,00259	0,186	
n31	26	144,24	0,00259	0,374	0,187
n32	25	71,75	0,00259	0,186	0,485
	26	144,24	0,00259	0,374	
	27	158,58	0,00259	0,411	
n33	28	94,16	0,00259	0,244	0,122
n34	27	158,58	0,00259	0,411	0,348
	28	94,16	0,00259	0,244	
	29	15,65	0,00259	0,041	
n35	p23	180,50	0,00259	0,467	0,654
	31	88,70	0,00259	0,230	
	p24	236,20	0,00259	0,612	

Tableau III.3 : Calcul des débits nodaux (réseaux actuel l'horizon 2025) **(Suite)**

Nœud	Tronçon	Longueur	qsp	Qr	Qni
	(m)	(l/s/ml)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
n36	30	651,21	0,00259	1,687	1,247
	p22	223,10	0,00259	0,578	
	31	88,70	0,00259	0,230	
n37	p22	223,10	0,00259	0,578	0,289
n38	p23	180,50	0,00259	0,467	0,234
n39	34	145,31	0,00259	0,376	0,188
n40	34	145,31	0,00259	0,376	0,561
	p25	196,60	0,00259	0,509	
	33	91,04	0,00259	0,236	
n41	p25	196,60	0,00259	0,509	0,255
n42	p26	260,90	0,00259	0,676	0,530
	3	148,18	0,00259	0,384	
n43	p26	260,90	0,00259	0,676	1,201
	29	15,65	0,00259	0,041	
	30	651,21	0,00259	1,687	
n44	32	111,61	0,00259	0,289	0,145
n45	35	56,37	0,00259	0,146	0,073
Total					15,491

III.4.3.1.1 Résultats de la simulation hydraulique du réseau horizon actuel :

a- Les vitesses et pertes de charges :

Les résultats des différents tronçons (vitesses et pertes de charges) sont donnés dans les tableaux (III.4) suivant :

Tableau III.4 : Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe) à l'horizon 2025

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Perte de charge
	m	mm	l/s	m/s	m
Tuyau p1	114,3	125	-3,95	0,32	0,131
Tuyau p2	61,74	34	0,08	0,09	0,030
Tuyau p4	402,9	125	-5,1	0,42	0,745
Tuyau p5	133,4	50	0,17	0,09	0,040
Tuyau p7	390,6	200	-14,97	0,48	0,535
Tuyau p8	194,9	125	6,9	0,56	0,630
Tuyau p14	208,7	42,6	0,27	0,19	0,315
Tuyau p15	173,4	125	4,03	0,33	0,180
Tuyau p17	39,41	50	0,05	0,03	0,001
Tuyau p22	223,1	53,6	0,29	0,13	0,125
Tuyau p23	180,5	53,6	0,23	0,1	0,069
Tuyau p25	196,6	53,6	0,25	0,11	0,087
Tuyau p26	260,9	125	2,94	0,24	0,172
Tuyau 1	129,55	100	-8,33	1,06	1,534
Tuyau 2	171,99	100	-7,15	0,91	1,534
Tuyau 3	148,18	125	-3,47	0,28	0,133
Tuyau 5	5,26	125	-4,27	0,35	0,007
Tuyau 6	118,87	34	0,15	0,17	0,190
Tuyau 7	225,93	200	-13,07	0,42	0,242
Tuyau 8	172,5	200	-13,93	0,44	0,181
Tuyau 9	118,29	32	0,15	0,19	0,252
Tuyau 10	235,4	34	0,31	0,34	1,339
Tuyau 11	4,2	125	-6,36	0,52	0,012
Tuyau 12	23,22	125	5,71	0,47	0,053
Tuyau 13	25,07	34	0,03	0,04	0,002
Tuyau 14	35,89	125	5,57	0,45	0,078

Tableau III.4 : Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe) à l'horizon 2025 **(Suite)**

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Perte de charge
	m	mm	l/s	m/s	m
Tuyau 15	35,54	34	0,05	0,05	0,006
Tuyau 16	23,27	125	5,4	0,44	0,048
Tuyau 17	88,52	34	0,12	0,13	0,082
Tuyau 18	18,92	125	5,12	0,42	0,035
Tuyau 19	76,86	42,6	0,73	0,51	0,646
Tuyau 20	36,32	26	0,05	0,09	0,021
Tuyau 21	62,74	125	3,1	0,25	0,046
Tuyau 22	36,36	34	0,05	0,05	0,007
Tuyau 23	116,86	50	0,47	0,24	0,229
Tuyau 24	84,57	50	0,11	0,06	0,011
Tuyau 25	71,75	125	2,84	0,23	0,044
Tuyau 26	144,24	42,6	0,19	0,13	0,111
Tuyau 27	158,58	125	2,16	0,18	0,060
Tuyau 28	94,16	53,6	0,12	0,05	0,010
Tuyau 29	15,65	125	1,69	0,14	0,004
Tuyau 30	651,21	64	3,43	1,07	15,023
Tuyau 31	88,7	64	1,89	0,59	0,680
Tuyau 32	111,61	34	0,14	0,16	0,161
Tuyau 33	91,04	64	1	0,31	0,216
Tuyau 34	145,31	53,6	0,19	0,08	0,036
Tuyau 35	56,37	34	0,07	0,08	0,023

Remarque : Le débit qui est une valeur négatif est dû au tracé sur Epanet.

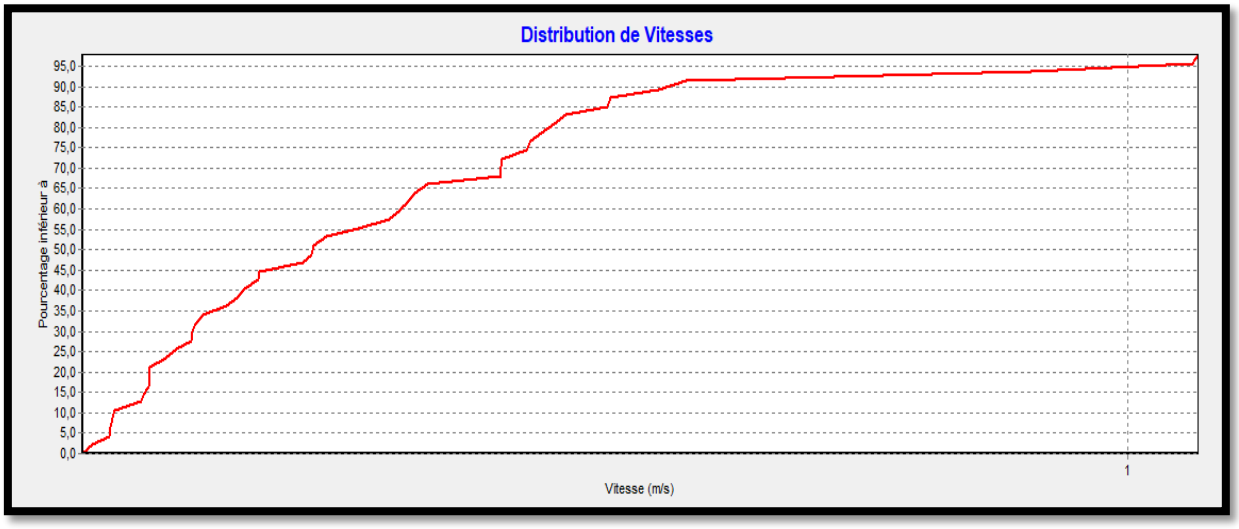


Figure III.8 : Distribution des vitesses dans le réseau existant en cas de pointe à l'horizon 2025

On remarque que :

- 90,9 % des vitesses sont inférieur à 0,5 m/s.
- 9,1 % des vitesses sont entre à 0.5 et 1.5 m/s
- 0 % des vitesses sont supérieure à 1.5 m/s.

b- Les charges et les pressions :

Les résultats des différents nœuds sont donnés dans les tableaux (III.5) suivants :

Tableau III.5 : Résultats des différents nœuds (charges et pressions) dans le réseau existant en cas de pointe à l'horizon (2025)

Noeud	**Altitude**	**Charge**	**Pression**
	m	**m**	**m**
Noeud n1	212,04	297,37	85,34
Noeud n2	217,18	297,51	80,32
Noeud n3	215,67	297,48	81,81
Noeud n4	216,96	297,32	80,36
Noeud n5	217,37	297,51	80,14
Noeud n6	233,65	298,26	64,61
Noeud n7	246,39	298,5	52,11
Noeud n8	251,90	298,46	46,56
Noeud n10	258,99	298,43	39,44
Noeud n9	261,11	298,68	37,66
Noeud n11	299,15	299,22	8,38
Noeud n12	221,92	297,63	75,71
Noeud n13	226,33	296,28	69,95
Noeud n14	221,83	297,62	75,78
Noeud n15	221,46	297,56	76,1
Noeud n16	220,54	297,56	77,03
Noeud n17	219,14	297,48	78,34
Noeud n18	219,12	297,49	78,36
Noeud n19	217,25	297,36	80,1
Noeud n20	217,57	297,44	79,87
Noeud n21	219,26	296,74	77,48
Noeud n22	217,67	296,76	79,08

Tableau III.5 : Résultats des différents nœuds (charges et pressions) dans le réseau existant en cas de pointe à l'horizon (2025) **(Suite)**

Noeud	**Altitude**	**Charge**	**Pression**
	m	**m**	**m**
Noeud n23	220,67	296,44	75,77
Noeud n24	216,38	297,4	81,02
Noeud n25	208,90	297,22	88,32
Noeud n26	209,72	296,98	87,26
Noeud n27	210,45	296,99	86,54
Noeud n28	210,57	296,99	86,42
Noeud n29	209,25	297,17	87,92
Noeud n30	207,94	297,18	89,23
Noeud n31	215,22	297,02	81,8
Noeud n32	208,29	297,13	88,85
Noeud n33	212,74	297,06	84,32
Noeud n34	208,45	297,07	88,62
Noeud n36	186,42	282,05	95,63
Noeud n37	185,12	281,92	96,8
Noeud n35	183,90	281,37	97,46
Noeud n38	182,84	281,3	98,46
Noeud n39	181,65	281,11	99,46
Noeud n40	181,78	281,15	99,37
Noeud n41	181,78	281,06	99,28
Noeud n42	206,12	297,24	91,12
Noeud n43	208,46	297,07	88,6
Noeud n44	226,06	297,47	71,41
Noeud n45	212,45	297,35	84,9

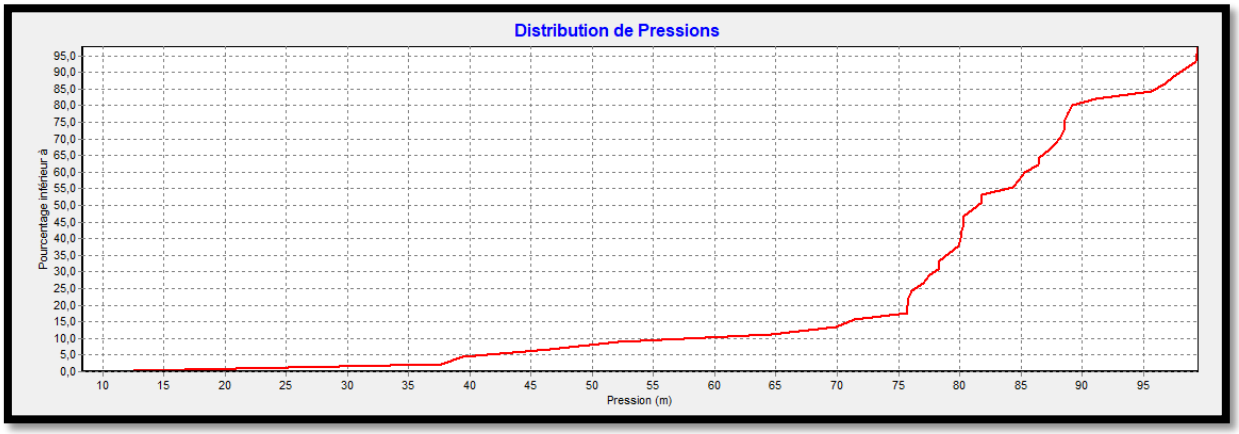


Figure III.9 : Distribution des pressions dans le réseau existant en cas de pointe à l'horizon 2025

On remarque que :

- 2,3 % des pressions sont inférieur à 10m.c.e.
- 9,1 % des pressions sont entre 10 à 60 m.c.e.
- 88,6 % des pressions sont supérieur à 60 m.c.e.

Remarque :

D'après les résultats de la simulation sur les conduites on observe :

- Les vitesses sont très faibles dans la majorité des conduites comme (Tuyau p14, Tuyau p22, Tuyau p25, Tuyau 6).
- Certaines vitesses sont presque nulles et nulle (Tuyau p5, Tuyau p17, Tuyau 13, Tuyau 15 ….) ce qui peut engendrer un problème. Ces sous vitesses sont dues à un surdimensionnement des diamètres des canalisations. Cela peut entrainer des dépôts importants à l'intérieur des canalisations et une plus forte prolifération des bactéries, l'eau ne circulant pas et devenant par endroit (bout de ligne) stagnante.
- Les pressions obtenues sont la plupart supérieure à 60m (6 bars) ce qui est considéré comme mauvais pour les accessoires.

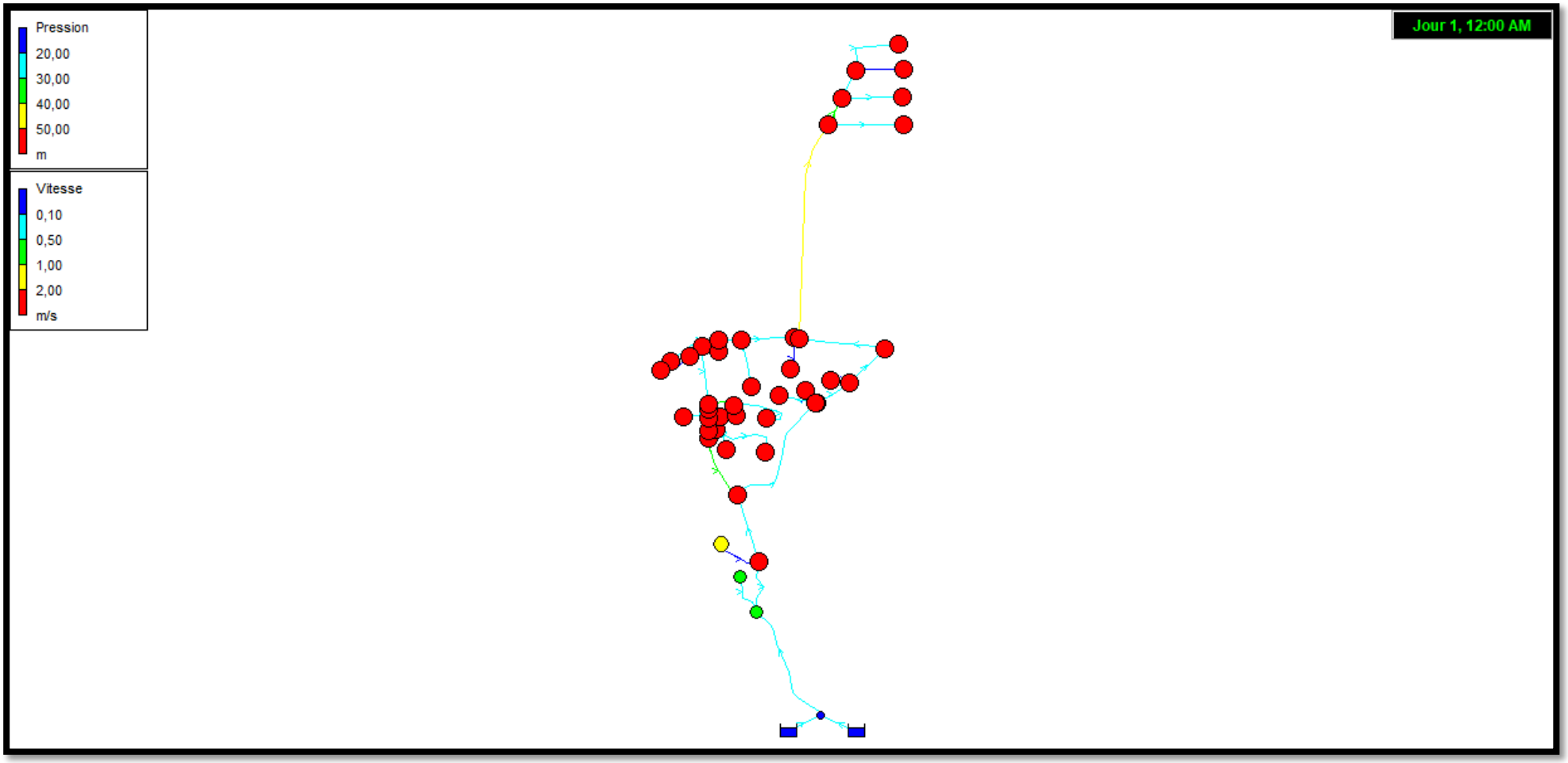


Figure III.10 : Etat des pressions et vitesses au réseau existant Cas de pointe l'horizon 2025

III.4.3.2 Cas de pointe + Incendie (l'horizon 2025) :

On doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17 l/s) se trouve au point le plus défavorable c.à.d au nœud N°41.

Donc : $Q_{ni} = 0,5*\Sigma Q_{ri} + Q_c$

$Q_{maxh+incendie} = 17 + 0,255$

$Q_{maxh+incendie} = 17,255$ l/s

L'analyse hydraulique du réseau a révélé son incapacité à assurer un débit incendie conforme aux exigences réglementaires. En effet, le débit maximal exploitable en tête de réseau, calculé en régime permanent, reste inférieur au débit minimal requis pour l'alimentation des dispositifs de lutte contre l'incendie. Cette insuffisance hydraulique limite fortement la possibilité de mise en œuvre d'hydrants ou de prises d'incendie, et compromet la sécurité incendie des zones desservies. De plus, toute tentative d'augmentation de débit pourrait entraîner une chute excessive de pression dans le réseau, affectant la continuité et la qualité du service en eau potable.

III.4.3.3 Cas de pointe (l'horizon 2035) :

a- Débit de pointe :

Il est défini comme étant le débit de consommation reparti uniformément le long d'un tronçon du réseau. Ce débit sera calculé par la relation suivante :

$$Q_P = Q_{max\,h} = \sum Qr + \sum Qcons \quad \text{.....(III.1)}$$

Avec :

- Q_{maxh} : débit consommé (l/s)
- Q_r : est le débit en route globale (l/s).
- Q_{conc} : Débit concentré (l/s), dans notre cas $Q_{conc}= 0$
- Q_p : Débit de pointe (l/s).

AN: $\sum Q_r = Q_p = Q_{maxh}$ = **79,88 m³/h= 22,19 l/s**

b- Débit spécifique :

On écrit :

$$q_{sp} = \frac{\sum Qr}{\Sigma Li} \quad \text{.....(III.2)}$$

- q_{sp} : le débit spécifique (l/s/ml).
- Q_r : le débit en route globale (l/s).

AN : $q_{sp}= \frac{22,19}{5902}$ = **0,00376 l/s/ml**

c- Débit en route de chaque tronçon :

Il est donné par la formule suivante :

$$q_{ri} = q_{sp} \times Li \quad (l/s) \ldots\ldots\ldots\

Tableau III.6 : Calcul des débits nodaux (réseaux actuel à l'horizon 2035) **(Suite)**

Nœud	Tronçon	Longueur	qsp	Qr	Qni
	(m)	(l/s/ml)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
n9	8	172,50	0,00376	0,649	1,281
	9	118,29	0,00376	0,445	
	p7	390,60	0,00376	1,469	
n10	9	118,29	0,00376	0,445	0,222
n11	p7	390,60	0,00376	1,469	0,734
n12	32	111,61	0,00376	0,415	0,582
	p8	194,90	0,00376	0,733	
	11	4,20	0,00376	0,016	
n13	10	235,40	0,00376	0,885	0,443
n14	11	4,20	0,00376	0,016	0,494
	10	235,40	0,00376	0,885	
	12	23,22	0,00376	0,087	
n15	13	25,07	0,00376	0,094	0,047
n16	12	23,22	0,00376	0,087	0,158
	13	25,07	0,00376	0,094	
	14	35,89	0,00376	0,135	
n17	15	35,54	0,00376	0,134	0,067
n18	14	35,89	0,00376	0,135	0,178
	15	35,54	0,00376	0,134	
	16	23,27	0,00376	0,087	
n19	17	88,52	0,00376	0,333	0,166
n20	17	88,52	0,00376	0,333	0,246
	16	23,27	0,00376	0,087	
	18	18,92	0,00376	0,071	
n21	20	36,32	0,00376	0,137	0,068
n22	19	76,86	0,00376	0,289	0,605
	20	36,32	0,00376	0,137	
	p14	208,70	0,00376	0,785	
n23	p14	208,70	0,00376	0,785	0,392
n24	18	18,92	0,00376	0,071	0,506
	19	76,86	0,00376	0,289	
	p15	173,40	0,00376	0,652	
n25	p15	173,40	0,00376	0,652	0,664
	23	116,86	0,00376	0,439	
	21	62,74	0,00376	0,236	
n26	24	84,57	0,00376	0,318	0,159
n27	p17	39,41	0,00376	0,148	0,453
	24	84,57	0,00376	0,318	
	23	116,86	0,00376	0,439	

Tableau III.6 : Calcul des débits nodaux (réseaux actuel l'horizon 2035) **(Suite)**

Nœud	Tronçon	Longueur	qsp	Qr	Qni
	(m)	(l/s/ml)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
n28	p17	39,41	0,00376	0,148	0,074
n29	22	36,36	0,00376	0,137	0,068
n30	21	62,74	0,00376	0,236	0,321
	22	36,36	0,00376	0,137	
	25	71,75	0,00376	0,270	
n31	26	144,24	0,00376	0,542	0,271
n32	25	71,75	0,00376	0,270	0,704
	26	144,24	0,00376	0,542	
	27	158,58	0,00376	0,596	
n33	28	94,16	0,00376	0,354	0,177
n34	27	158,58	0,00376	0,596	0,505
	28	94,16	0,00376	0,354	
	29	15,65	0,00376	0,059	
n35	p23	180,50	0,00376	0,679	0,950
	31	88,70	0,00376	0,334	
	p24	236,20	0,00376	0,888	
n36	30	651,21	0,00376	2,449	1,810
	p22	223,10	0,00376	0,839	
	31	88,70	0,00376	0,334	
n37	p22	223,10	0,00376	0,839	0,419
n38	p23	180,50	0,00376	0,679	0,339
n39	34	145,31	0,00376	0,546	0,273
n40	34	145,31	0,00376	0,546	0,814
	p25	196,60	0,00376	0,739	
	33	91,04	0,00376	0,342	
n41	p25	196,60	0,00376	0,739	0,370
n42	p26	260,90	0,00376	0,981	0,769
	3	148,18	0,00376	0,557	
n43	p26	260,90	0,00376	0,981	1,744
	29	15,65	0,00376	0,059	
	30	651,21	0,00376	2,449	
n44	32	111,61	0,00376	0,420	0,210
n45	35	56,37	0,00376	0,212	0,106
Total					22,46

III.4.3.3.1-Résultats de la simulation hydraulique du réseau à l'horizon 2035 :

a) Les vitesses et pertes de charges :

Les résultats des différents tronçons (vitesses et pertes de charges) sont donnés dans les tableaux (III.7) suivant :

Tableau III.7 : Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe) à l'horizon 2035

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Perte de charge
	m	mm	l/s	m/s	m
Tuyau p1	114,3	125	-5,74	0,47	0,263
Tuyau p2	61,74	34	0,12	0,13	0,059
Tuyau p4	402,9	125	-7,41	0,6	1,487
Tuyau p5	133,4	50	0,25	0,13	0,081
Tuyau p7	390,6	200	-21,72	0,69	1,070
Tuyau p8	194,9	125	10,02	0,82	1,255
Tuyau p14	208,7	42,6	0,39	0,28	0,630
Tuyau p15	173,4	125	5,85	0,48	0,361
Tuyau p17	39,41	50	0,07	0,04	0,002
Tuyau p22	223,1	53,6	0,42	0,19	0,250
Tuyau p23	180,5	53,6	0,34	0,15	0,135
Tuyau p25	196,6	53,6	0,37	0,16	0,175
Tuyau p26	260,9	125	4,26	0,35	0,344
Tuyau 1	148,18	100	-12,09	1,54	3,056
Tuyau 2	5,26	100	-10,37	1,32	3,056
Tuyau 3	118,87	125	-5,03	0,41	0,267
Tuyau 5	114,3	125	-6,19	0,5	0,014
Tuyau 6	61,74	34	0,22	0,25	0,379
Tuyau 7	225,93	200	-18,97	0,6	0,481
Tuyau 8	172,5	200	-20,22	0,64	0,361
Tuyau 9	118,29	32	0,22	0,28	0,502
Tuyau 10	235,4	34	0,44	0,49	2,674
Tuyau 11	4,2	125	-9,22	0,75	0,023
Tuyau 12	23,22	125	8,29	0,68	0,105
Tuyau 13	25,07	34	0,05	0,05	0,005
Tuyau 14	35,89	125	8,08	0,66	0,155
Tuyau 15	35,54	34	0,07	0,07	0,012
Tuyau 16	23,27	125	7,84	0,64	0,095
Tuyau 17	88,52	34	0,17	0,18	0,163
Tuyau 18	18,92	125	7,42	0,6	0,070
Tuyau 19	76,86	42,6	1,07	0,75	1,288

Tableau III.7 : Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe) à l'horizon 2035

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Perte de charge
	m	mm	l/s	m/s	m
Tuyau 20	36,32	26	0,07	0,13	0,041
Tuyau 21	62,74	125	4,5	0,37	0,092
Tuyau 22	36,36	34	0,07	0,07	0,013
Tuyau 23	116,86	50	0,69	0,35	0,456
Tuyau 24	84,57	50	0,16	0,08	0,022
Tuyau 25	71,75	125	4,11	0,34	0,089
Tuyau 26	144,24	42,6	0,27	0,19	0,219
Tuyau 27	158,58	125	3,14	0,26	0,119
Tuyau 28	94,16	53,6	0,18	0,08	0,022
Tuyau 29	15,65	125	2,46	0,2	0,008
Tuyau 30	651,21	64	4,97	1,55	29,943
Tuyau 31	88,7	64	2,75	0,85	1,357
Tuyau 32	111,61	34	0,21	0,23	0,318
Tuyau 33	91,04	64	1,46	0,45	0,431
Tuyau 34	145,31	53,6	0,27	0,12	0,073
Tuyau 35	56,37	34	0,11	0,12	0,045

Remarque : Le débit qui est une valeur négatif est dû au tracé sur Epanet.

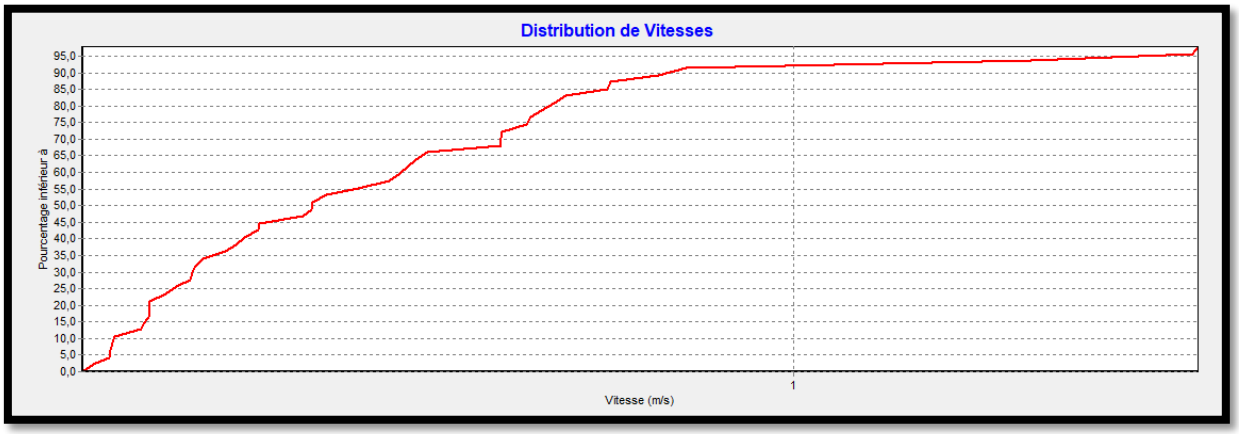


Figure III.11 : Distribution des vitesses dans le réseau existant en cas de pointe à l'horizon 2035

On remarque que :

- 68,2 % des vitesses sont inférieur à 0,5 m/s.
- 27,5 % des vitesses sont entre à 0.5 et 1.5 m/s.
- 4,3 % des vitesses sont supérieure à 1.5 m/s.

b) Les charges et les pressions :

Les résultats des différents nœuds sont donnés dans les tableaux (III.8) suivants :

Tableau III.8 : Résultats des différents nœuds (charges et pressions) dans le réseau existant en cas de pointe à l'horizon (2035)

Noeud	Altitude	Charge	Pression
	m	m	m
Noeud n1	212,04	295,54	83,5
Noeud n2	217,18	295,8	78,62
Noeud n3	215,67	295,74	80,07
Noeud n4	216,96	295,44	78,47
Noeud n5	217,37	295,82	78,45
Noeud n6	233,65	297,3	63,65
Noeud n7	246,39	297,78	51,39
Noeud n8	251,90	297,7	45,8
Noeud n10	258,99	297,64	38,65
Noeud n9	261,11	298,14	37,04
Noeud n11	299,15	299,21	0,06
Noeud n12	221,92	296,04	74,13
Noeud n13	226,33	293,35	67,02
Noeud n14	221,83	296,02	74,19
Noeud n15	221,46	295,91	74,45
Noeud n16	220,54	295,92	75,38
Noeud n17	219,14	295,75	76,61
Noeud n18	219,12	295,76	76,64
Noeud n19	217,25	295,5	78,25
Noeud n20	217,57	295,67	78,1
Noeud n21	219,26	294,27	75,01
Noeud n22	217,67	294,31	76,64
Noeud n23	220,67	293,68	73
Noeud n24	216,38	295,6	79,21
Noeud n25	208,90	295,24	86,33
Noeud n26	209,72	294,76	85,04
Noeud n27	210,45	294,78	84,33
Noeud n28	210,57	294,78	84,21
Noeud n29	209,25	295,13	85,88
Noeud n30	207,94	295,14	87,2
Noeud n31	215,22	294,83	79,61
Noeud n32	208,29	295,05	86,77
Noeud n33	212,74	294,91	82,17
Noeud n34	208,45	294,93	86,48
Noeud n36	186,42	264,99	78,57

Tableau III.8 : Résultats des différents nœuds (charges et pressions) dans le réseau existant en cas de pointe à l'horizon (2035) **(Suite)**

Noeud	Altitude	Charge	Pression
	m	m	m
Noeud n37	185,12	264,74	79,62
Noeud n35	183,90	263,63	79,73
Noeud n38	182,84	263,49	80,65
Noeud n39	181,65	263,12	81,47
Noeud n40	181,78	263,2	81,42
Noeud n41	181,78	263,02	81,25
Noeud n42	206,12	295,27	89,15
Noeud n43	208,46	294,93	86,46
Noeud n44	226,06	295,73	69,67
Noeud n45	212,45	295,49	83,04

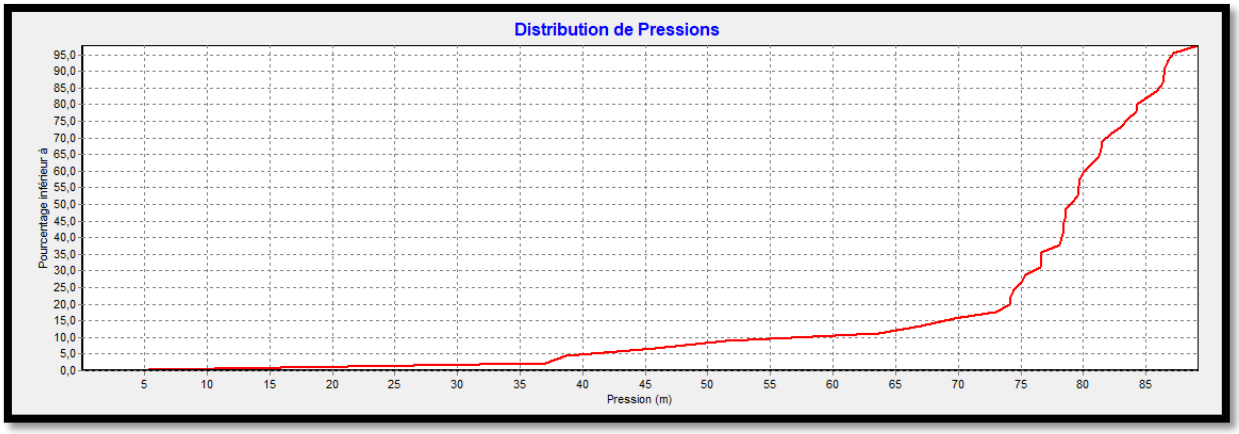


Figure III.12 : Distribution des pressions dans le réseau existant en as de pointe à l'horizon 2035

On remarque que :

- 2,2 % des pressions sont inférieur à 10m.c.e.
- 8,7 % des pressions sont entre 10 à 60 m.c.e.
- 89,1 % des pressions sont supérieur à 60 m.c.e.

Remarque :

D'après les résultats de la simulation sur les conduites on observe :

- Les vitesses sont inférieures à 0,5 dans la majorité des conduites comme (Tuyau p2, Tuyau 6, Tuyau 15, Tuyau 20).
- Les vitesses sont presque nulles (Tuyau 13, Tuyau 22, Tuyau p17) ce qui peut engendrer un problème.
- La majorité des pressions obtenues sont supérieure à 60m (6 bars).

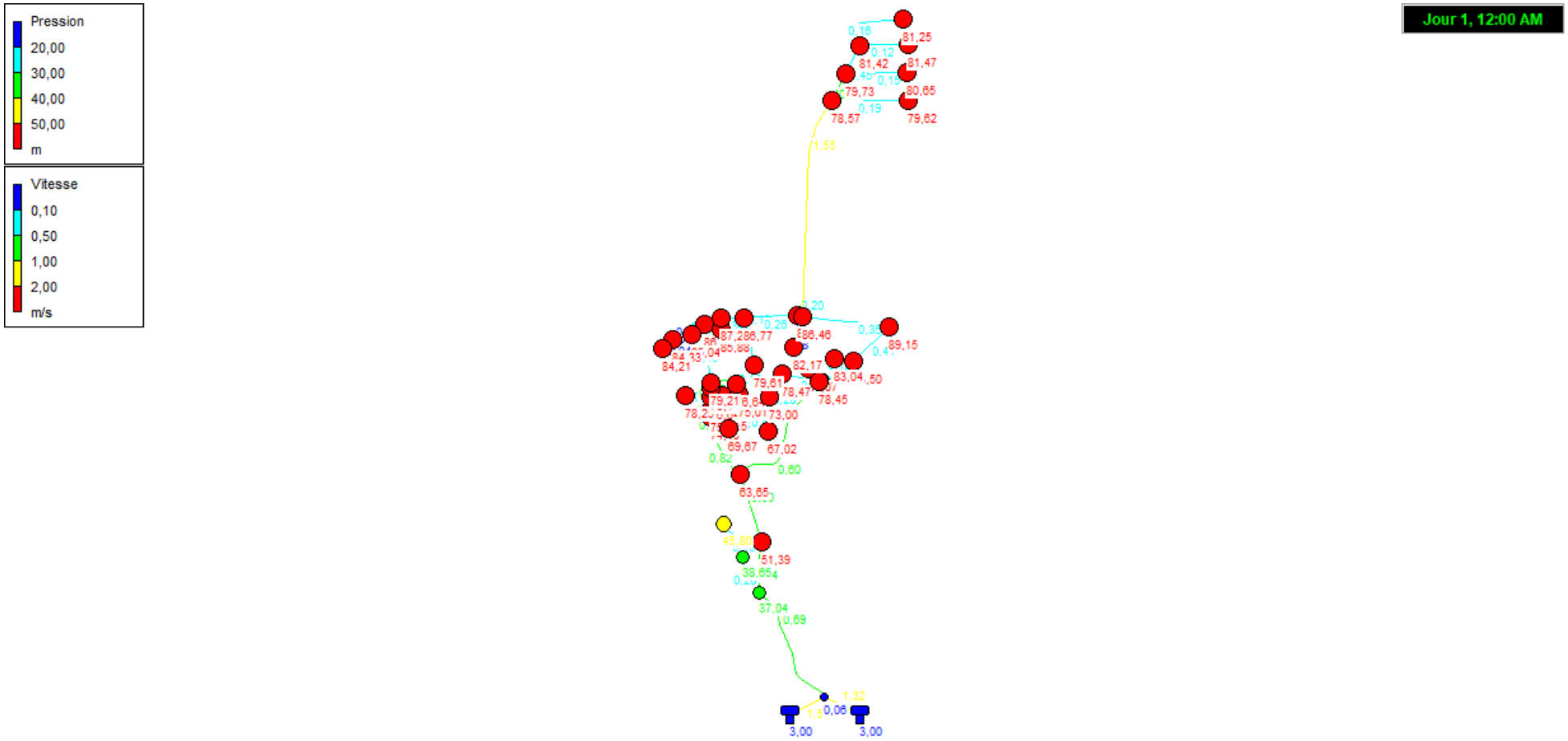


Figure III.13 : Etat des pressions et vitesses au réseau existant Cas de pointe à l'horizon 2035

III.4.3.4 Cas de pointe + Incendie (l'horizon 2035) :

On doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17 l/s) se trouve au point le plus défavorable c.à.d au nœud N°41.

Donc : $Q_{ni} = 0,5*\Sigma Q_{ri} + Q_c$

$Q_{maxh+incendie} = 17 + 0,37$

$Q_{maxh+incendie} = 17,37$ l/s

III.4.3.4.1 Résultats de la simulation hydraulique du réseau à l'horizon 2035 :

a) Les vitesses et pertes de charges :

Les résultats des différents tronçons (vitesses et pertes de charges) sont donnés dans les tableaux (III.9) suivant :

Tableau III.9 : Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe + incendie) à l'horizon 2035

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Perte de charge
	m	mm	l/s	m/s	m
Tuyau p1	114,3	125	-13,68	1,11	1,312
Tuyau p2	61,74	34	0,12	0,13	0,059
Tuyau p4	402,9	125	-15,35	1,25	5,729
Tuyau p5	133,4	50	0,25	0,13	0,081
Tuyau p7	390,6	200	-38,72	1,23	3,121
Tuyau p8	194,9	125	19,07	1,55	4,140
Tuyau p14	208,7	42,6	0,39	0,28	0,630
Tuyau p15	173,4	125	14,91	1,21	2,034
Tuyau p17	39,41	50	0,07	0,04	0,002
Tuyau p22	223,1	53,6	0,42	0,19	0,250
Tuyau p23	180,5	53,6	0,34	0,15	0,135
Tuyau p25	196,6	53,6	17,37	7,7	217,239
Tuyau p26	260,9	125	12,21	0,99	2,426
Tuyau 1	148,18	125	-21,24	2,7	8,681
Tuyau 2	5,26	125	-18,22	2,32	8,680
Tuyau 3	118,87	34	-12,98	1,06	1,543
Tuyau 5	225,93	200	-14,14	1,15	0,064
Tuyau 6	172,5	200	0,22	0,25	0,379
Tuyau 7	118,29	32	-35,97	1,14	1,575
Tuyau 8	235,4	34	-37,22	1,18	1,116
Tuyau 9	4,2	125	0,22	0,28	0,502
Tuyau 10	23,22	125	0,44	0,49	2,674
Tuyau 11	25,07	34	-18,28	1,49	0,082
Tuyau 12	35,89	125	17,34	1,41	0,414

Tableau III.9 : Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe + incendie) à l'horizon 2035 **(Suite)**

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Perte de charge
	m	mm	l/s	m/s	m
Tuyau 13	114,3	125	0,05	0,05	0,005
Tuyau 14	61,74	34	17,13	1,4	0,625
Tuyau 15	35,54	34	0,07	0,07	0,012
Tuyau 16	23,27	125	16,89	1,38	0,395
Tuyau 17	88,52	34	0,17	0,18	0,163
Tuyau 18	18,92	125	16,48	1,34	0,307
Tuyau 19	76,86	42,6	1,07	0,75	1,288
Tuyau 20	36,32	26	0,07	0,13	0,041
Tuyau 21	62,74	125	13,56	1,1	0,708
Tuyau 22	36,36	34	0,07	0,07	0,013
Tuyau 23	116,86	50	0,69	0,35	0,456
Tuyau 24	84,57	50	0,16	0,08	0,022
Tuyau 25	71,75	125	13,17	1,07	0,768
Tuyau 26	144,24	42,6	0,27	0,19	0,219
Tuyau 27	158,58	125	12,19	0,99	1,472
Tuyau 28	94,16	53,6	0,18	0,08	0,022
Tuyau 29	15,65	125	11,51	0,94	0,131
Tuyau 30	651,21	64	21,98	6,83	468,897
Tuyau 31	88,7	64	19,75	6,14	52,391
Tuyau 32	111,61	34	0,21	0,23	0,318
Tuyau 33	91,04	64	18,46	5,74	47,454
Tuyau 34	145,31	53,6	0,27	0,12	0,073
Tuyau 35	56,37	34	0,11	0,12	0,045

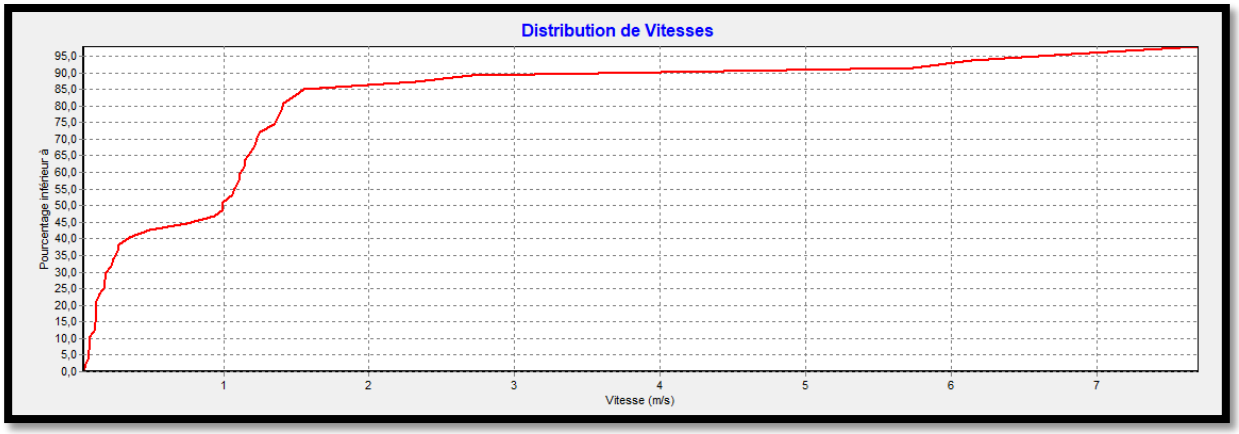


Figure III.14 : Distribution des vitesses dans le réseau existant en cas de pointe + incendie à l'horizon 2035

On remarque que :

- 42,6 % des vitesses sont inférieur à 0,5 m/s.
- 44,6 % des vitesses sont entre à 0.5 et 1.5 m/s.
- 12,8 % des vitesses sont supérieure à 1.5 m/s.

c) Les charges et les pressions :

Les résultats des différents nœuds sont donnés dans les tableaux (III.12) suivants :

Tableau III.10 : Résultats des différents nœuds (charges et pressions) dans le réseau existant en cas de pointe + incendie à l'horizon (2035)

Noeud	**Altitude**	**Charge**	**Pression**
	m	**m**	**m**
Nœud n1	212,04	280,67	68,64
Nœud n2	217,18	281,98	64,8
Nœud n3	215,67	281,93	66,25
Nœud n4	216,96	281,67	64,71
Nœud n5	217,37	282,05	64,68
Nœud n6	233,65	287,78	54,13
Nœud n7	246,39	289,35	42,96
Nœud n8	251,90	289,27	37,37
Nœud n10	258,99	289,97	30,97
Nœud n9	261,11	290,47	29,36
Nœud n11	299,15	293,59	Dépression
Nœud n12	221,92	283,64	61,72
Nœud n13	226,33	280,88	54,55
Nœud n14	221,83	283,55	61,72
Nœud n15	221,46	283,14	61,68
Nœud n16	220,54	283,14	62,61
Nœud n17	219,14	282,5	63,37
Nœud n18	219,12	282,52	63,39
Nœud n19	217,25	281,96	64,7
Nœud n20	217,57	282,12	64,55
Nœud n21	219,26	280,48	61,23
Nœud n22	217,67	280,53	62,85
Nœud n23	220,67	279,9	59,22
Nœud n24	216,38	281,81	65,43
Nœud n25	208,90	279,78	70,88
Nœud n26	209,72	279,3	69,58
Nœud n27	210,45	279,32	68,87
Nœud n28	210,57	279,32	68,75
Nœud n29	209,25	279,06	69,81
Nœud n30	207,94	279,07	71,13

Tableau III.10 : Résultats des différents nœuds (charges et pressions) dans le réseau existant en cas de pointe +incendie à l'horizon (2035) **(Suite)**

Noeud	Altitude	Charge	Pression
	m	m	m
Nœud n31	215,22	278,08	62,86
Nœud n32	208,29	278,3	70,02
Nœud n33	212,74	276,81	64,07
Nœud n34	208,45	276,83	68,38
Nœud n36	186,42	-192,2	Dépression
Nœud n37	185,12	-192,45	Dépression
Nœud n35	183,90	-244,59	Dépression
Nœud n38	182,84	-244,72	Dépression
Nœud n39	181,65	-292,11	Dépression
Nœud n40	181,78	-292,04	Dépression
Nœud n41	181,78	-509,28	Dépression
Nœud n42	206,12	279,13	73,01
Nœud n43	208,46	276,7	68,24
Nœud n44	226,06	283,32	57,26
Nœud n45	212,45	280,63	68,18

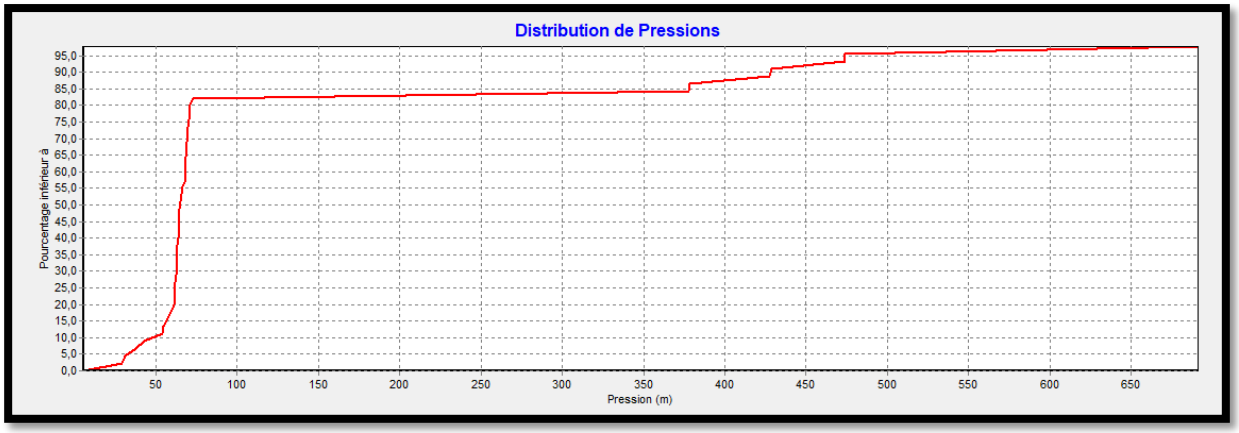


Figure III.15 : Distribution des pressions dans le réseau existant en as de pointe à l'horizon 2035

On remarque que :

- 17,8 % des pressions sont inférieur à 10m.c.e.
- 17,8 % des pressions sont entre 10 à 60 m.c.e.
- 64,4 % des pressions sont supérieur à 60 m.c.e.

Remarque :

En situation d'incendie, on observe une augmentation notable des vitesses d'écoulement dans le réseau d'eau potable, due à une forte demande instantanée au niveau des bouches d'incendie. Ce phénomène s'accompagne fréquemment de l'apparition de pressions négatives ou très faibles dans certaines portions du réseau, résultant d'un déséquilibre hydraulique entre les débits extraits et la capacité d'alimentation en eau. De telles dépressions peuvent engendrer des risques de retours d'eau ou d'intrusion de contaminants dans le réseau, compromettant ainsi la qualité de l'eau distribuée.

Les simulations EPANET montrent que, malgré le transit du débit incendie par des conduites principales de grand diamètre en amont, la section terminale engendre des pertes de charge importantes, provoquant une dépression et des vitesses élevées. Ces conditions entraînent une forte chute de pression résiduelle, indiquant que la capacité du réseau est insuffisante pour garantir un service incendie conforme aux exigences réglementaires dans ce secteur.

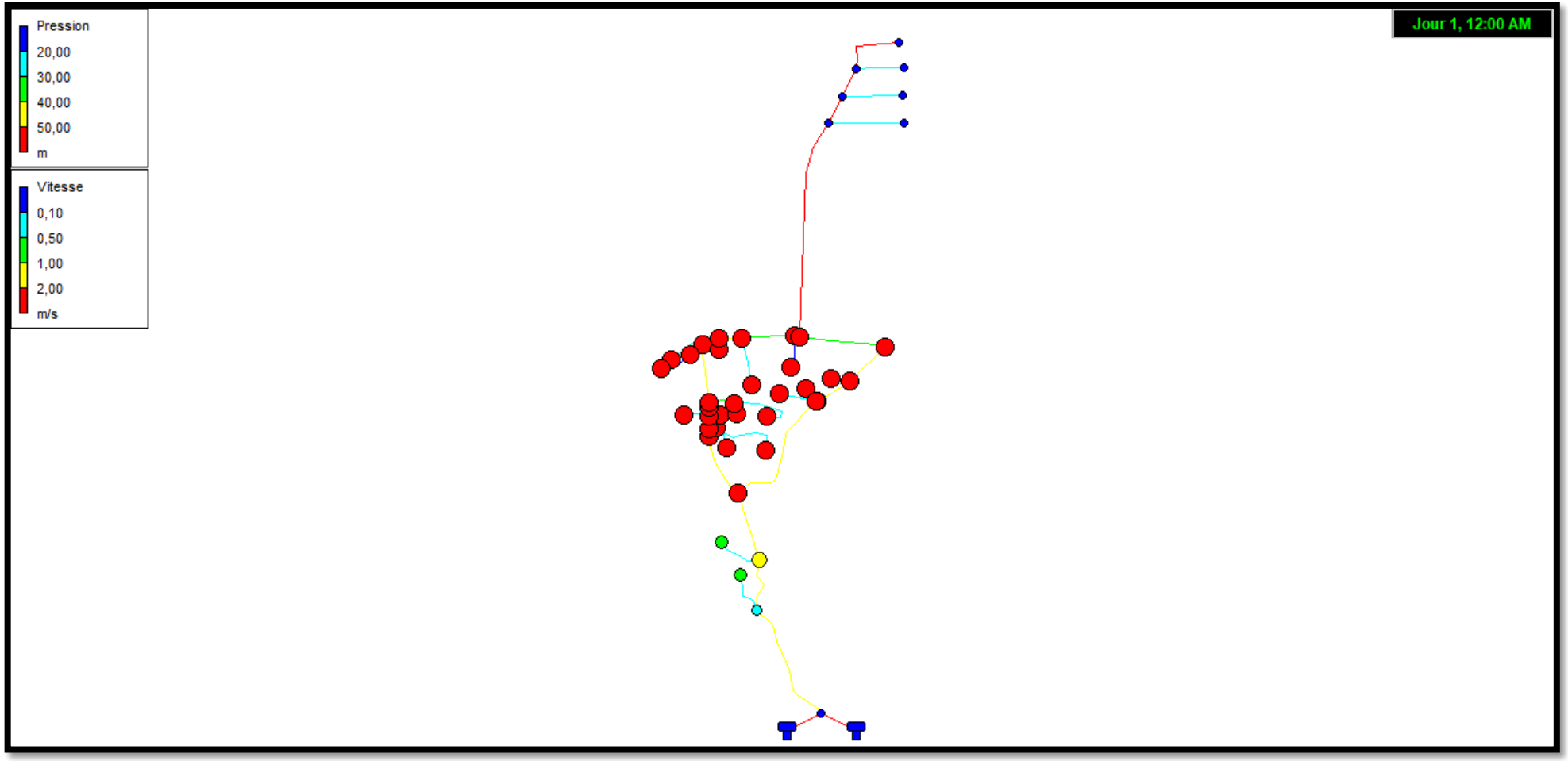


Figure III.16 : Etat des pressions et vitesses au réseau existant Cas de pointe + incendie à l'horizon 2035

III.5- Bilan du diagnostic technique :

Le tableau ci-après présente le bilan du diagnostic technique du réseau de distribution, en précisant la répartition en pourcentage des équipements et ouvrages à maintenir et ceux nécessitant des travaux de réhabilitation ou de remplacement :

Tableau III.11 : Répartition des équipements à maintenir et à réhabiliter dans le réseau de distribution (en pourcentage)

Elément	Etat actuel	Action préconisée	% à maintenir	% à réhabiliter /remplacer
Réservoir	Très ancien et en mauvais état général : présence de fissures importantes sur les parois, forte dégradation de l'étanchéité intérieure, corrosion avancée des parties métalliques, équipements de sécurité (échelle, garde-corps) non conformes ou absents. L'état de la structure ne garantit plus une exploitation sûre.	Remplacement total du réservoir par une nouvelle structure conforme aux normes actuelles : nouveau génie civil, étanchéité intégrale, équipements de sécurité neufs et adaptés.		Réservoir à remplacer à 100 %
Conduites existantes	Mauvais état pour une partie du réseau : conduites réalisées en matériaux vétustes (acier galvanisé, amiante de ciment) présentant un risque accru de fuites, de corrosion interne et de pertes de charge élevées. Certaines sections sont surdimensionnées par rapport aux besoins actuels, entraînant des vitesses d'écoulement faibles et des risques de stagnation de l'eau.	Remplacement des tronçons en matériaux anciens et surdimensionnés par des conduites en PEHD, de diamètre adapté aux besoins réels du réseau.	45 % (Les sections posées récemment sont susceptibles d'être remplacées, leur dimensionnement s'étant révélé supérieur aux besoins réels.)	55 % (sections vétustes et inadaptées)
Conduites projetées	Absence totale de conduites de distribution dans plusieurs zones d'agglomérations existantes et en développement, ce qui limite la couverture et l'alimentation en eau potable de ces secteurs.	Pose de nouvelles conduites pour desservir les zones non équipées et répondre à l'expansion urbaine.	0 %	100%

Tableau III.11 : Répartition des équipements à maintenir et à réhabiliter dans le réseau de distribution (en pourcentage) **(Suite)**

Elément	Etat actuel	Action préconisée	% à maintenir	% à réhabiliter /remplacer
Branchements particuliers	État variable des branchements, avec présence de sections vétustes ou réparées provisoirement, tandis que d'autres restent en bon état.	Remplacement partiel des branchements dégradés.	À vérifier (non visible)	À vérifier (non visible)
Accessoires du réseau (vannes, raccords…)	Certaines pièces, comme les vannes ou raccords, sont fortement dégradées, corrodées ou non fonctionnelles, tandis que d'autres, plus récentes, apparaissent en bon état et correctement installées.	Réhabilitation ou remplacement des accessoires vétustes et défectueux ; maintien des éléments récents en bon état.	À vérifier	À vérifier

III.6 Conclusion :

L'analyse physique et hydraulique du réseau de distribution d'eau potable a révélé un déséquilibre important, qui, s'il n'est pas corrigé, pourrait se détériorer davantage à moyen et long terme. Environ 53 % des conduites sont anciennes, datant de plus de 30 ans, ce qui nuit à la capacité du réseau à répondre aux besoins actuels en termes de pression, de débit et de fiabilité. Les inspections ont montré des fuites fréquentes aux jonctions et un vieillissement des matériaux (amiante-ciment, acier galvanisé), créant un risque d'infiltration de contaminants. Les simulations hydrauliques ont également mis en évidence un dimensionnement incohérent, avec des tronçons surdimensionnés (créant des vitesses faibles) et sous-dimensionnés (provoquant des vitesses trop élevées et des pertes de charge). Enfin, la cartographie des pressions montre des variations importantes, allant de pressions modérées à excessives, et même négatives dans certaines zones, ce qui témoigne d'un dysfonctionnement global du réseau.

L'évaluation du scénario incendie, réalisée au nœud le plus défavorisé, a révélé que, malgré l'acheminement du débit incendie par des conduites principales de grand diamètre en amont, la section terminale à petit diamètre engendre des pertes de charge élevées, des vitesses importantes et une dépression marquée. Cette chute de pression résiduelle confirme que le réseau, dans sa configuration actuelle, ne garantit pas une alimentation incendie conforme aux exigences de sécurité dans ce secteur critique.

En conséquence, une restructuration quasi intégrale du réseau s'impose. Toutefois, les conduites existantes en PEHD, dont l'état a été jugé satisfaisant, peuvent être conservées. Les nouvelles installations devront se faire avec des matériaux modernes, durables et conformes aux exigences réglementaires actuelles, tout en assurant un dimensionnement optimisé et une exécution soignée selon les bonnes pratiques de pose de réseaux enterrés.

Chapitre IV : Réservoir de stockage

IV.1 Introduction :

Dans le cadre de la distribution d'eau potable, le réservoir joue un rôle stratégique en assurant une alimentation régulière et adaptée aux besoins d'une agglomération. Au-delà de sa fonction hydraulique, il représente un investissement significatif, pouvant atteindre jusqu'à la moitié du coût total d'un système AEP. Lorsque la capacité de production de la ressource ne permet pas de couvrir en continu les besoins journaliers de la population, le recours à un stockage intermédiaire devient impératif. Ce dispositif permet d'accumuler l'eau lors des périodes creuses et de la restituer aux moments de forte consommation. Ainsi, une évaluation rigoureuse des volumes à stocker s'impose, en complément du dimensionnement des débits. Par ailleurs, pour garantir la durabilité et l'efficacité du système, la conception du réservoir doit tenir compte de plusieurs critères, notamment le maintien de la qualité de l'eau stockée et la facilité d'exploitation et d'entretien de l'ouvrage.

IV.2 Classification des réservoirs :

La conception et la réalisation des réservoirs doivent faire appel à des matériaux présentant des caractéristiques mécaniques et physico-chimiques garantissant leur stabilité structurelle, leur longévité, ainsi que la préservation des propriétés sanitaires de l'eau stockée. Les réservoirs peuvent être catégorisés selon divers critères d'ingénierie et d'usage.

IV.2.1 Selon le matériau de construction :

En fonction des matériaux utilisés pour leur construction, les réservoirs peuvent être classés en différentes catégories :

- Réservoirs métalliques.
- Réservoirs en maçonnerie.
- Réservoirs en béton armé.

IV.2.2 Selon la situation des lieux :

Selon le site d'implantation ou des conditions topographiques, les réservoirs peuvent être classés en plusieurs catégories :

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

IV.2.3 Selon la forme :

La forme et les dimensions des réservoirs permettent d'identifier différentes sections types, adaptées aux exigences structurelles et fonctionnelles de chaque ouvrage :

- Circulaire.
- Rectangulaire.
- Forme quelconque.

IV.3 Rôle des réservoirs :

Par la diversité de ses fonctions, le réservoir assure une utilité à la fois technique, en garantissant la continuité et la qualité du service, et économique, en optimisant les coûts d'exploitation et de gestion.

IV.3.1 Fonctions techniques : Il permet :

- La régulation du débit pour tous les ouvrages qui se situent en amont et en aval de lui.
- La régulation de la pression dans le réseau de distribution.
- L'assurance de la continuité de l'approvisionnement en cas de panne dans les ouvrages situés dans la partie amont.

IV.3.2 Fonctions économiques : Il assure :

- La réduction des investissements sur tous les autres ouvrages du réseau d'A.E.P.
- La réduction des coûts de l'énergie.
- La capacité d'un réservoir dépend du mode d'exploitation des ouvrages de la partie amont et de la variabilité de la demande.
- Pour l'emplacement d'un réservoir, selon que l'agglomération est située en plaine ou en terrain accidenté, il peut être soit enterré, soit semi-enterré, soit surélevé.

IV.4 Choix du type de réservoir :

Afin d'assurer efficacement leurs fonctions, les réservoirs destinés à l'alimentation de la zone de Cherifia sont de type semi-enterré et de forme circulaire. Le choix de ce type de réservoir résulte de plusieurs considérations, notamment :

- Les caractéristiques topographiques de la zone à desservir,
- Les exigences hydrauliques du réseau de distribution, telles que le volume de stockage et la pression à maintenir.
- Les contraintes économiques,

- La sécurité de l'approvisionnement et la facilité d'exploitation, ainsi que la capacité d'intégration au réseau existant.

IV.5 Emplacement des réservoirs :

Le choix de l'emplacement du réservoir tient compte du relief du terrain afin de minimiser les coûts d'investissement et d'exploitation. Ainsi, plusieurs facteurs doivent être pris en considération :

- Le point le plus éloigné à alimenter.
- La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de la ville en question.
- L'état du relief de la ville qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol aux propriétés technico-économique suivants :
  - Simplicité de réalisation du coffrage.
  - Etanchéité plus facile à réaliser.

IV.6 Principe de fonctionnement :

Les réservoirs assurent plusieurs fonctions essentielles, notamment :

IV.6.1 La régulation du débit :

Entre le régime d'adduction, caractérisé par les paramètres de pompage et de traitement de l'eau, et le régime de distribution, régulé par la dynamique de la demande en consommation.

IV.6.2 La régulation de pression :

En tout point du réseau, le réservoir joue un rôle essentiel en assurant aux usagers une pression suffisante et relativement stable. En effet, la pression générée par les stations de pompage peut fluctuer, notamment lors des phases de démarrage et d'arrêt des pompes.

IV.6.3- La sécurité :

Les réservoirs constituent une réserve stratégique face aux situations exceptionnelles, telles que les incendies ou les pics imprévus de consommation. Ils permettent également de faire face aux imprévus opérationnels, tels que les ruptures de conduites, les pannes de pompes, les travaux de réparation ou encore les extensions du réseau.

IV.7 Méthodes de calcul des capacités des réservoirs :

Un réservoir doit être dimensionné de manière à satisfaire les fonctions qui lui sont attribuées, même dans les conditions les plus contraignantes, notamment lors des pointes de consommation.

IV.7.1 Le cas d'un réservoir d'alimentation :

Pour dimensionner la capacité d'un réservoir, il est nécessaire de prendre en compte les variations des débits à l'entrée et à la sortie, le mode d'exploitation des installations situées en amont, ainsi que la variabilité de la demande en eau.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

IV.7.2 Le cas d'un réservoir tompon :

Le réservoir tampon, en tant que réservoir de régulation, a pour fonction principale d'assurer la transition entre l'écoulement sous pression provenant de la station de pompage et l'écoulement gravitaire vers le réservoir d'alimentation. Il permet également de garantir un volume tampon ou une réserve de sécurité nécessaire à la mise en charge de la conduite gravitaire.

$$V = \frac{Qtr}{2} \times t \quad (m^3) \quad \text{.....IV.1}$$

Avec :

- V : volume du réservoir (m^3).
- Q_{tr} : débit transite.
- t : Il s'agit du temps nécessaire pour l'ouverture ou la fermeture du robinet situé à l'extrémité de la conduite gravitaire.

IV.7.2.1 La méthode analytique :

Elle prend en compte les débits d'alimentation et de distribution du réservoir, et consiste à calculer, heure par heure, le volume résiduel présent dans le réservoir au cours de la journée.

Le volume de régulation sera :

$$V_r = a(\%) \times \frac{Qmaxj}{100} \quad (m^3) \quad \text{.....IV.2}$$

Avec :

- V_r : capacité résiduelle (volume utile) (m^3).

- a: fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- Q_{max} : La consommation maximale journalière (m^3/j).

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

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (m^3) \text{ ……IV.3}$$

Avec :

- V_T : capacité totale du réservoir (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à $[80 - 120]\ m^3$

IV.7.2.2 Méthode graphique :

La méthode graphique repose sur l'analyse de la courbe intégrale de la consommation, établie à partir des coefficients de variation horaire, ainsi que sur la courbe représentant le débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité du réservoir est déterminée en analysant les écarts maximaux (extrémums) entre les volumes cumulés de consommation et ceux des apports.

$$\mathbf{V_r = \Delta V_1 + \Delta V_2}$$

Avec le volume total sera : $V_t = V_r + V_{inc}$

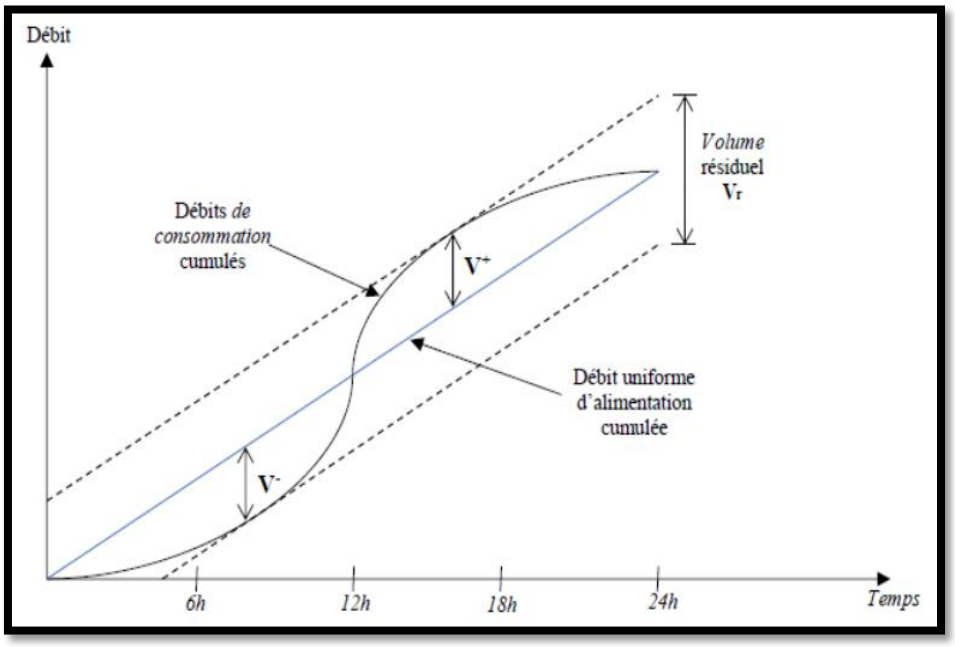


Figure IV.1. La courbe d'apport et la courbe de consommation totale

IV.8 Analyse de la capacité de stockage :

Un réservoir est une structure conçue pour assurer le stockage et la restitution de l'eau, dans le but de réguler les débits et de maintenir une pression adéquate dans le réseau. Sa capacité doit être dimensionnée en prenant en compte les variations des débits à l'entrée et à la sortie. Elle est calculée de manière à répondre aux fluctuations journalières de la consommation, en particulier lors des périodes de pointe, tout en intégrant une réserve dédiée à la lutte contre l'incendie.

IV.8.1 Principe de calcul :

L'estimation de la capacité d'un réservoir peut se faire soit par la méthode graphique, soit par la méthode analytique. Cette dernière est utilisée lorsqu'une évaluation plus précise est requise. Elle consiste à calculer, heure par heure, le volume résiduel dans le réservoir au cours de la journée, afin de déterminer la capacité nécessaire. Le volume du réservoir est ainsi défini comme le maximum des écarts entre les apports et les sorties.

Pour notre cas, on utilise la méthode analytique.

IV.8.1.1 Calcul du Débit d'apport (Qapp) :

L'alimentation en eau depuis la source vers le réservoir s'effectue sur une période de 20 heures. Par conséquent, le débit d'apport est déterminé en répartissant le volume total d'eau sur cette durée, selon le calcul suivant :

$$\mathbf{Q_{app} = \frac{Qmax.j}{20\ heures}\ (m^3/h)}$$

Tel que :

Qapp : est le débit entrant dans le réservoir projeté (m^3 /j)

Note : Nous avons choisi d'interrompre le pompage entre 17h et 21h, cette plage horaire correspondant à la période où le tarif de l'électricité est le plus élevé de la journée. Afin de concilier l'optimisation énergétique et la satisfaction de la demande en eau, il est vrai que la période 17h–21h correspond non seulement aux heures de pointe tarifaire de l'électricité, mais également au pic de consommation domestique. Il a été décidé d'adopter une stratégie pour garantir la continuité de service durant ce créneau qui coïncide avec le pic de consommation domestique, les réservoirs seront remplis de manière anticipée grâce à un pompage intensifié avant 17h. Après 21h, le pompage sera repris afin de compenser le volume consommé et de reconstituer les réserves pour la suite du cycle.

Tableau IV.1 : Détermination de la capacité du stockage nécessaire

Heure	Consommation horaire	Refoulement d'eau	Stockage	Départ de distribution	Capacité horaire
	%	%	%	%	%
0-1	1	5	3,5	-	12
1-2	1	5	3,5	-	15,5
2-3	1	5	3,5	-	19
3-4	1	5	3,5	-	22,5
4-5	2	5	2,5	-	25
5-6	3	5	1,5	-	26,5
6-7	5	5	0,5	-	**27**
7-8	6,5	5	-	0,5	26,5
8-9	6,5	5	-	1,25	25,25
9-10	5,5	5	-	1,25	24
10-11	4,5	5	-	1,25	22,75
11-12	5,5	5	-	1,25	21,5
12-13	7	5	0		21,5
13-14	7	5	0		21,5
14-15	5,5	5	-	0,5	21
15-16	4,5	5	-	1	20
16-17	5	5	-	1	19
17-18	6,5	0	-	5,5	13,5
18-19	6,5	0	-	5	8,5
19-20	5	0	-	4,5	4
20-21	4,5	0	-	4	**0**
21-22	3	5	2	-	2
22-23	2	5	3	-	5
23-24	1	5	3,5	-	8,5

Alors le maximum des restes dans le réservoir : **a(%)= 27%**

Ce tableau indique un résidu maximal de 27 %, sans intégrer la réserve destinée à la lutte contre l'incendie. Ainsi, le volume du réservoir est déterminé à partir de la relation suivante :

$$V_{tot} = \frac{a(\%) \times Qmaxj}{100} + V_{inc} \ (m^3) \text{……..IV.4}$$

-a(%) : représente le maximum des restes de Qmaxj en pourcentage.

-Vinc : réserve d'incendie qui est égale à 120 m3.

Tableau IV.2 : Bilan de capacité de stockage

Horizons	Actuel 2025	Court terme 2035	Moyen terme 2045	Long terme 2055
***a*(%)**	27	27	27	27
Q max j (m^3/j)	732,15	1065,20	1437,90	1750,58
Vu (m^3)	197,68	287,60	388,23	472,66
Vinc (m^3)	120	120	120	120
Besoins en stockage (m^3)	317,68	407,60	508,23	592,66
Capacité disponible (m^3)	200	200	200	200
Déficit (m^3)	117,68	207,60	308,23	392,66
Surplus (m^3)	-	-	-	-

IV.8.1.2 Analyse des résultats :

L'évaluation du volume de stockage nécessaire pour la zone de Cherifia a révélé que la capacité actuelle est insuffisante pour satisfaire les besoins présents et à venir. Pour pallier ce déficit, la réalisation d'un nouveau réservoir d'une capacité initiale de 500 m³ était envisagée.

IV.9 Dimensionnement du réservoir :

Un réservoir de forme circulaire sera retenu, et ses dimensions principales seront déterminées à l'aide de la relation suivante :

$$\mathbf{V = \left(\frac{\pi \times D^2}{4}\right) \times h\ (m^3)} \text{.....IV.5}$$

Alors : $$\mathbf{D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times h}}\ (m)}$$

Où :

- V : volume total du réservoir (m^3).
- D : diamètre du réservoir (m).
- h : hauteur d'eau dans le réservoir (m)

Pour notre cas on propose une hauteur d'eau de h =7 m

- **Le diamètre D de la cuve :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 500}{\pi \times 7}}$$

$$D = 9{,}53 \text{ m}$$

Pour un diamètre normalisé on prend : D= 10 m

- **Réévaluation de la hauteur d'eau h** :

$$h = \frac{4 \times V}{\pi \times D^2}$$

$$h = \frac{4 \times 500}{\pi \times 10^2}$$

$$h = 6{,}37 \text{ m}$$

- **La section de la cuve S :**

$$S = \frac{V}{h}$$

$$S = \frac{500}{6{,}37}$$

$$S = 78{,}49 \text{ m}^2$$

- **Hauteur de la réserve d'incendie H_{inc}** :

$$H_{inc} = \frac{Vinc}{S}$$

$$H_{inc} = \frac{120}{78{,}49}$$

$$H_{inc} = 1{,}53 \text{ m}$$

- **La hauteur totale du réservoir H :**

$$H = h + hinc + R\ (m) \ldots\ldots\ldots\

Arrivée par le bas :

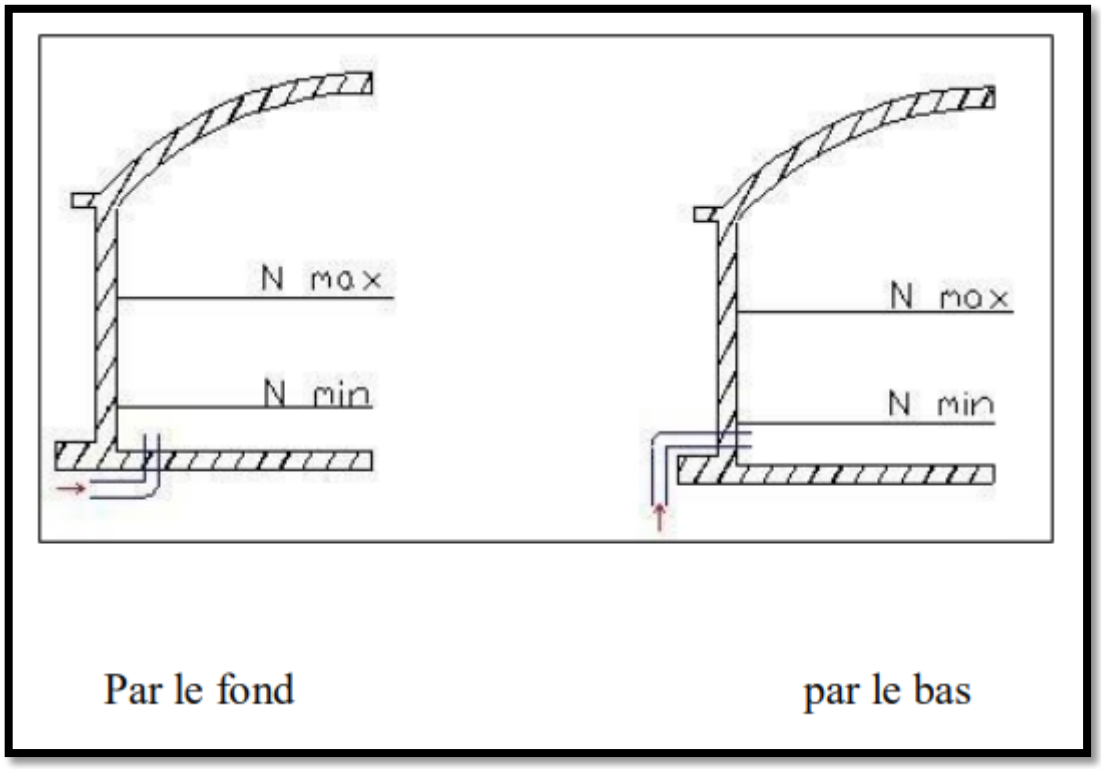


Figure IV.3 : Conduite d'arrivé par le bas

IV.10.2 Conduite de départ :

Cette conduite est implantée à l'opposé de la conduite d'adduction, à une hauteur de 15 à 20 cm au-dessus du radier, afin de limiter l'aspiration des matières en suspension. Son extrémité est équipée d'une crépine courbée destinée à prévenir la formation de vortex et l'introduction d'air dans la conduite. Elle est également munie d'une vanne à fermeture rapide (ou vanne à survitesse) pour assurer une sécurité hydraulique optimale.

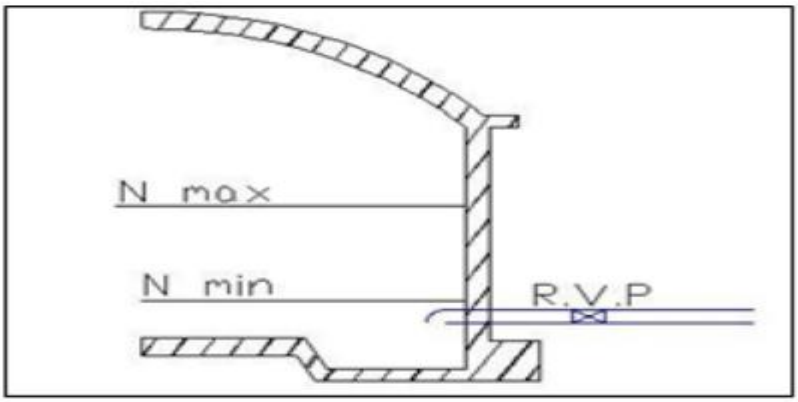


Figure IV.4 : Conduite de départ

IV.10.3 Conduite du trop-plein :

Cette conduite permet l'évacuation de l'excédent d'eau en cas de dysfonctionnement, notamment lorsqu'une pompe ne s'arrête pas automatiquement. Dans le cas d'un réservoir compartimenté, chaque cuve doit être équipée de sa propre conduite de trop-plein pour garantir une sécurité hydraulique indépendante.

IV.10.4 Conduite de vidange :

Cette conduite permet la vidange complète du réservoir lors des opérations de nettoyage ou de maintenance. Elle est équipée d'un robinet-vanne et est généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Il est impératif de nettoyer le robinet-vanne après chaque vidange afin d'éviter l'accumulation de dépôts, notamment de sable, pouvant nuire à son bon fonctionnement.

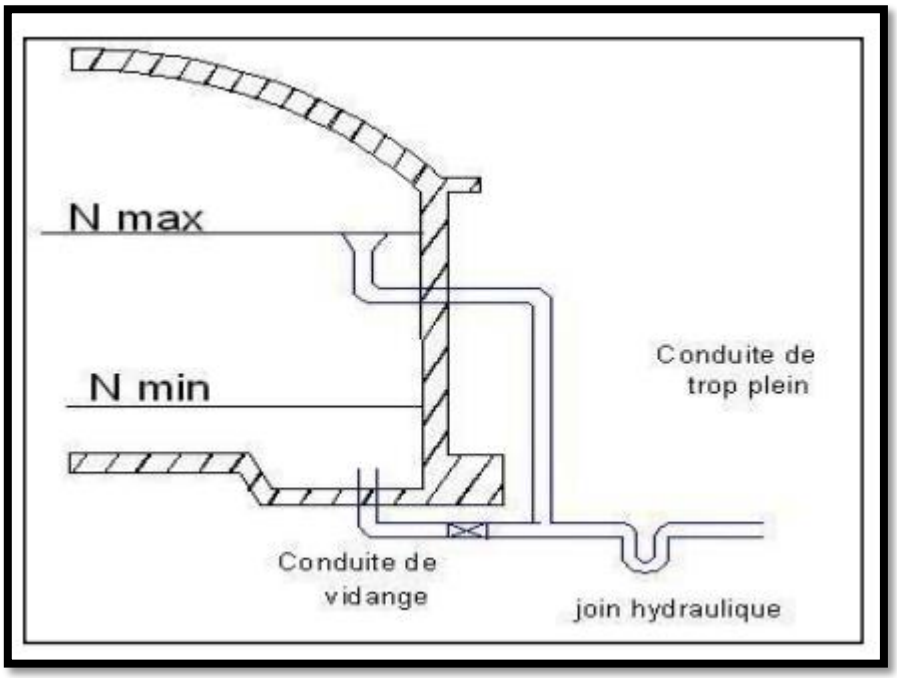


Figure IV.5 : Conduite de vidange et de trop plein.

IV.10.5 Conduite BY-PASS :

Elle assure la liaison entre la conduite d'adduction et celle de distribution dans le cas d'un réservoir. Cette conduite est particulièrement utile pour garantir la continuité de l'alimentation du réseau lorsque le réservoir est mis hors service pour des opérations de maintenance ou d'entretien.

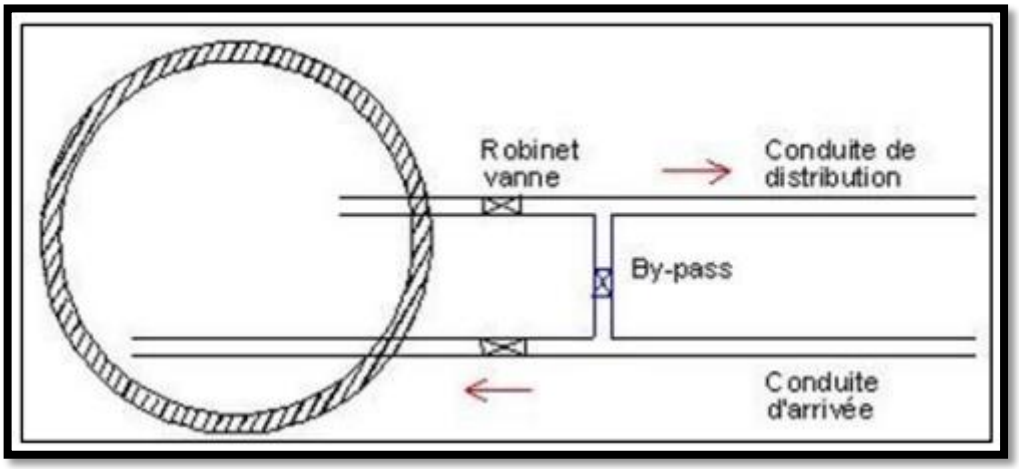


Figure IV.6 : Conduite by-pass

IV.10.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

IV.10.6.1 Système à Siphon :

Le siphon se désamorce automatiquement, par l'intermédiaire de l'évent, dès que le niveau correspondant à la réserve est atteint, empêchant ainsi toute utilisation de cette dernière. Ce dispositif permet de maintenir la réserve constamment renouvelée, tout en la rendant disponible en permanence en cas de besoin.

IV.10.6.2 Système à deux prises :

Ce système est rarement utilisé en raison de la présence d'une tranche d'eau morte, ce qui empêche un renouvellement efficace de la réserve de sécurité.

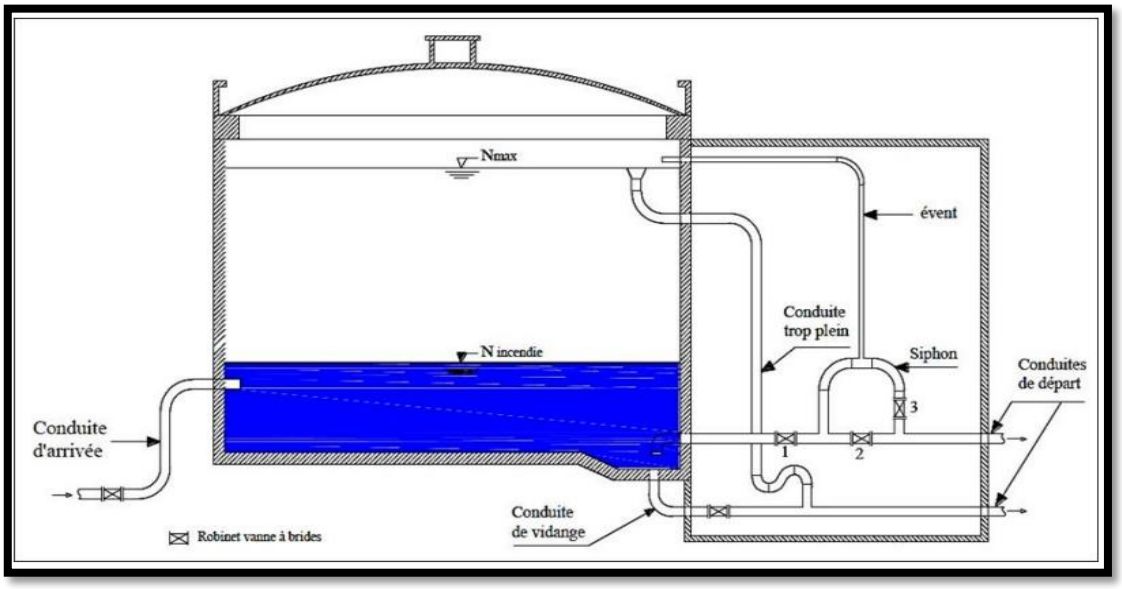


Figure IV.7 : Schéma explicatif des équipements dans un réservoir

IV.11 Etat des réservoirs existants :

À l'issue de la visite technique, plusieurs désordres ont été relevés sur les ouvrages existants :

Dégradations structurelles :

- Armatures apparentes avec éclatements localisés (épaufrures),
- Présence de nids d'abeilles indiquant une porosité du béton, notamment sur la ceinture supérieure.

Défauts d'étanchéité et de sécurité :

- Passage de la conduite de départ via une ouverture non protégée, facilitant les intrusions,
- Décollement partiel voire total de la membrane d'étanchéité,
- Fuites identifiées au niveau des conduites de départ.

Autres observations :

- Ouvrage non clôturé, exposé aux risques extérieurs,
- Accessoires métalliques sujets à la corrosion avancée,
- Environnement immédiat mal entretenu, nécessitant un nettoyage complet et une sécurisation par clôture.

IV.12 Conclusion :

Ce chapitre vise à évaluer la capacité de stockage des réservoirs existants en analysant leur volume, leur état, ainsi que leur adéquation aux besoins actuels et futurs de la zone. Grâce aux calculs réalisés, il apparaît clairement que les réservoirs actuels sont insuffisants pour répondre aux demandes croissantes en eau potable sur le court terme. En effet, même en prenant en compte les besoins prévisionnels des prochaines années, la capacité de stockage disponible ne permet pas de garantir un approvisionnement fiable et de qualité.

Ainsi, il est vivement conseillé de planifier la construction d'un nouveau réservoir circulaire d'une capacité de 500 m^3. Cette infrastructure supplémentaire permettra non seulement de combler le déficit de stockage, mais aussi de renforcer la résilience du réseau face aux fluctuations de la demande. Elle contribuera donc à assurer un service d'eau potable stable et durable pour les habitants de Cherifia. L'intégration de ce nouvel équipement améliorera significativement la gestion de l'eau en garantissant une distribution plus efficace et une qualité d'approvisionnement optimale pour tous les usagers.

Chapitre V : Réhabilitation du réseau d'AEP

V.1 Introduction :

Le système de distribution d'eau potable repose sur un ensemble structuré de conduites interconnectées, conçu pour fournir à chaque usager les volumes d'eau nécessaires avec la pression adéquate. La performance de ce système dépend en grande partie de son bon dimensionnement, garantissant une desserte optimale en toutes circonstances.

Dans le cadre d'une étude menée sur le réseau de la zone de Cherifia, une évaluation technique et hydraulique a mis en évidence un état de détérioration partielle de l'infrastructure existante. Cette situation requiert une intervention ciblée visant à la modernisation et à l'optimisation du réseau d'alimentation en eau potable (AEP) de cette zone.

Ainsi, un projet de réhabilitation a été élaboré, intégrant une refonte partielle du réseau et la modélisation hydraulique de son comportement futur. Cette simulation intègre les contraintes maximales prévues à l'horizon 2035, notamment les scénarios de forte consommation combinés aux exigences en cas d'incendie.

V.2 Type de réseau de distribution :

Les réseaux de distribution ont pour mission de transporter l'eau depuis les réservoirs de stockage jusqu'aux consommateurs finaux, tout en garantissant un débit suffisant et une pression conforme aux exigences de desserte pour chaque point de consommation. En fonction du relief, de la densité urbaine et des spécificités du site, différents types de réseaux sont mis en œuvre. On distingue principalement trois configurations fondamentales :

V.2.1 Le réseau ramifié :

Ce type de réseau repose sur une architecture hiérarchique, dans laquelle une conduite principale alimente des conduites secondaires, elles-mêmes subdivisées en branches terminales. Cette organisation en arborescence, bien que simple à mettre en œuvre, présente certaines limitations importantes. En effet, une défaillance sur la conduite principale peut entraîner l'interruption de l'alimentation en eau sur l'ensemble des branches situées en aval. Par ailleurs, la présence fréquente de tronçons en impasse favorise la stagnation de l'eau, créant ainsi un environnement propice à la corrosion des matériaux et à la dégradation de la qualité de l'eau distribuée. Ce type de réseau nécessite donc une surveillance rigoureuse et des mesures correctives pour garantir une distribution continue et hygiénique.

V.2.2 Le réseau maillé :

Contrairement au réseau ramifié, le réseau maillé se distingue par une interconnexion entre les conduites, formant des boucles fermées. Cette configuration assure une meilleure sécurité d'approvisionnement, car l'eau peut circuler par des itinéraires alternatifs en cas d'incident sur un tronçon donné. Ainsi, une panne localisée n'interrompt pas nécessairement la desserte en aval. Toutefois, cette redondance fonctionnelle s'accompagne d'une complexité hydraulique accrue : les variations de débit et les pertes de charge doivent être soigneusement analysées pour éviter les déséquilibres de pression ou de desserte. L'optimisation de ce type de réseau repose sur une modélisation précise et un pilotage adapté.

V.2.3 Le réseau mixte :

Le réseau mixte combine les avantages des deux types précédents en intégrant des portions maillées à l'intérieur d'un système globalement ramifié. Il s'agit souvent d'une réponse pragmatique aux contraintes topographiques ou aux évolutions progressives du tissu urbain. Ce modèle hybride permet de bénéficier d'une certaine redondance dans les zones stratégiques tout en limitant les coûts d'installation et d'entretien. L'efficacité d'un tel réseau dépend de la pertinence de son implantation et de sa gestion technique.

V.3 Choix du type de réseau projeté :

Le réseau de distribution envisagé pour la zone d'étude sera de type mixte, afin de répondre efficacement aux exigences hydrauliques de l'agglomération actuelle tout en anticipant ses extensions futures. Ce choix technique résulte d'une analyse approfondie de la morphologie du territoire, de la densité des quartiers et de la nature variable des besoins en eau potable.

Le réseau mixte combine les avantages des réseaux ramifiés et maillés, en permettant une flexibilité de conception et une meilleure résilience hydraulique. Il offre ainsi une solution équilibrée : les zones à forte densité ou à forts enjeux (établissements sensibles, zones industrielles, pôles d'habitat collectif) seront dotées d'un sous-système maillé, tandis que les secteurs périphériques ou moins peuplés seront desservis par un agencement ramifié plus économique. L'objectif principal de cette configuration est de garantir une distribution sécurisée, continue et homogène de l'eau potable, tout en optimisant les coûts d'investissement et d'exploitation.

V.4 Principes de conception et de tracé du réseau mixte :

La conception du réseau mixte repose sur une segmentation fonctionnelle du territoire et sur l'intégration cohérente des deux types de trames hydrauliques. Le tracé a été défini selon les principes techniques suivants :

- Identification des zones prioritaires : Les pôles à forte demande (centres urbains, établissements publics, zones industrielles) ont été repérés afin d'y implanter des réseaux maillés garantissant une sécurité d'approvisionnement.

- Organisation hiérarchique du réseau : Les conduites principales sont tracées pour assurer la connexion entre les réservoirs et les grands pôles de consommation. Ces axes structurants sont dimensionnés pour supporter des débits élevés et permettre l'alimentation simultanée de plusieurs branches ou boucles.

- Respect des limites de maillage : Dans les secteurs maillés, la longueur maximale de chaque côté de maille est maintenue à 800 mètres afin de préserver l'homogénéité des pressions et minimiser les pertes de charge.

- Implantation topographique stratégique : Les conduites principales ont été placées en priorité le long des lignes de crête, favorisant une distribution gravitaire de l'eau vers les zones basses et réduisant ainsi les besoins en surpression.

- Réseautage progressif selon le tissu urbain : Les quartiers résidentiels denses bénéficient d'une trame parallèle et régulière avec bouclage secondaire, tandis que les zones à urbanisation linéaire ou dispersée sont desservies par des extensions ramifiées à partir des conduites principales.

- Interconnexion intelligente : Les liaisons entre portions maillées et ramifiées sont planifiées de manière à assurer la continuité hydraulique, en évitant les points morts et en facilitant les manœuvres en cas de maintenance ou d'urgence.

Dans notre cas, nous sommes guidés par le réseau existant qui est de type combiné tout en ajoutant des ramifications nécessaires pour satisfaire les besoins d'ici à l'horizon 2035.

La figure ci-après présente le schéma du réseau mixte projeté :

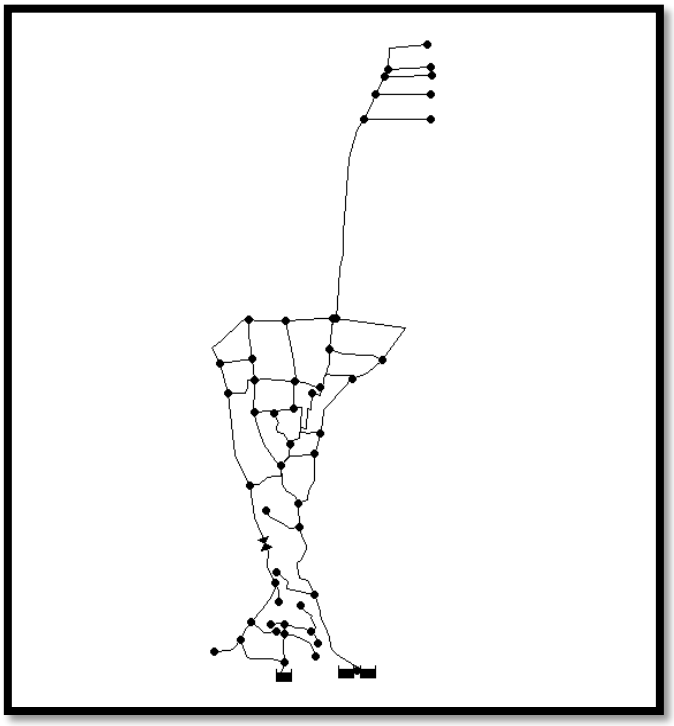


Figure V.1 : Schéma du réseau projeté

V.5 Choix du type de matériau :

Le choix du matériau des conduites pour le réseau de distribution d'eau repose sur une évaluation technique et économique selon les critères suivants :

- Conformité sanitaire : respect des normes en vigueur garantissant la qualité de l'eau distribuée.
- Adaptation hydraulique : adéquation du diamètre aux besoins en débit et en pression.
- Résistance mécanique : capacité à supporter les pressions de service et les sollicitations du réseau.
- Durabilité : bonne tenue face à l'usure, à la corrosion et aux conditions environnementales.
- Facilité de mise en œuvre : conditions d'installation sûres, rapides et économiquement viables.
- Disponibilité : accessibilité du matériau sur le marché pour assurer la continuité des travaux et des interventions.
- Coût global : prise en compte du coût d'acquisition, de pose et de maintenance sur le long terme.

V.6 Type de matériaux :

Les conduites utilisées dans les réseaux de distribution d'eau potable peuvent être fabriquées à partir de divers matériaux, chacun présentant des caractéristiques techniques spécifiques selon les conditions d'exploitation. Les principaux types rencontrés dans la pratique sont :

- **Acier**
- **Fonte**
- **PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié)**
- **PEHD (Polyéthylène Haute Densité)**

Parmi ces matériaux, le PEHD s'est imposé comme le choix privilégié pour de nombreux projets contemporains de distribution d'eau, en raison des avantages suivants :

- **Excellente résistance à la corrosion,** qu'elle soit interne, externe ou d'origine microbiologique, ainsi qu'à l'entartrage, grâce à l'inertie chimique du matériau.
- **Très bonne disponibilité sur le marché,** facilitant les approvisionnements pour les travaux de pose et de maintenance.
- **Souplesse et légèreté :** le PEHD est disponible en couronnes ou tourets jusqu'à un diamètre de 160 mm, ce qui simplifie la manutention et l'installation.
- **Adaptabilité aux contraintes de terrain**, en particulier pour les petits diamètres, permettant une pose continue et flexible.
- **Étanchéité renforcée**, limitant considérablement les risques de fuite grâce à la fiabilité des systèmes de raccordement.
- **Réduction des besoins en accessoires de stabilisation** (tels que les massifs de butée), ce qui allège les travaux de génie civil.
- **Faible rugosité interne**, garantissant un écoulement fluide et minimisant les pertes de charge.
- **Durée de vie élevée**, estimée à environ 50 ans à une température de 20°C, validée par des tests de vieillissement accéléré.

En tenant compte de ces performances techniques, économiques et opérationnelles, **le matériau PEHD a été retenu pour la réalisation du réseau de distribution d'eau potable de la zone projetée**.

V.7 Réhabilitation du réseau de distribution :

À la suite de l'analyse des besoins en eau de l'agglomération, il est essentiel de concevoir un réseau de distribution optimisé, capable d'assurer un débit suffisant et une pression au sol conforme aux exigences des usagers. Cette réhabilitation vise à améliorer la performance hydraulique globale du système tout en intégrant les perspectives d'expansion urbaine.

Les principales interventions proposées sont les suivantes :

- Redéfinition du schéma d'alimentation : le tracé du réseau est revu afin de couvrir efficacement l'ensemble du périmètre urbain.
- Ajustement des diamètres de conduites : les sections des conduites sont recalculées pour garantir une répartition homogène des vitesses d'écoulement et éviter les pertes de charge excessives ou les stagnations.
- Remise à niveau des tronçons non conformes : les portions du réseau existant ne répondant pas aux critères de pression et de vitesse seront rénovées ou remplacées.
- Valorisation des infrastructures existantes : les conduites en PEHD en bon état, issues de l'ancien réseau, seront conservées et intégrées dans la nouvelle configuration afin de limiter les coûts et les travaux inutiles.

V.8 Calcul des débits pour le réseau projeté :

V.8.1 Cas de pointe :

Selon les données établies au chapitre II, la plage horaire de consommation maximale dans notre agglomération se situe entre 12h et 14h :

$$Q_{pte} = 122{,}54 \text{ m3/h} = 34{,}04 \text{ l/s}$$

Tableau V.1 : Récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe

Désignation	Valeur
Débit de pointe (Q_{pte})	34,04 l/s
Débit concentré (Q_{conc})	0 l/s
Débit en route total (Q_r)	34,04 l/s
Somme des longueurs des tronçons ($\sum Li$)	8942,183 m
Débit spécifiques (q_{sp})	0,00381 l/s/ml

Les résultats des calculs des débits dans les conduites ainsi qu'aux nœuds, correspondant au scénario de pointe, sont synthétisés dans le tableau V.2 ci-après :

Tableau V.2 : Calculs des débits routes et nodaux (réseau projeté)

Nœud	Tronçon	Longueur	qsp	Qr	Qni
		(m)	(l/s/ml)	(l/s)	(l/s)
n1	p49	77,99	0,00381	0,297	0,890
	p1	133,4	0,00381	0,508	
	p64	255,7	0,00381	0,974	
n2	p1	133,4	0,00381	0,508	0,254
n3	p15	108,9	0,00381	0,415	2,297
	p2	654,7	0,00381	2,494	
	4	442	0,00381	1,684	
n4	p2	654,7	0,00381	2,494	1,839
	p3	223,1	0,00381	0,850	
	p4	87,52	0,00381	0,333	
n5	p3	223,1	0,00381	0,850	0,425
n6	p4	87,52	0,00381	0,333	0,644
	p5	183,5	0,00381	0,699	
	p22	67,22	0,00381	0,256	
n7	p5	183,5	0,00381	0,699	0,350
n8	1	198	0,00381	0,754	0,377
n9	p58	94,55	0,00381	0,360	0,534
	p57	185,6	0,00381	0,707	
	0		0,00381	0,000	
n10	p63	44,49	0,00381	0,170	0,474
	p9	111,6	0,00381	0,425	
	p62	92,88	0,00381	0,354	
n11	p9	111,6	0,00381	0,425	0,213
n12	p10	197,3	0,00381	0,752	0,867
	p47	174,4	0,00381	0,664	
	p37	82,47	0,00381	0,314	
	10	1	0,00381	0,004	
n13	p10	197,3	0,00381	0,752	0,699
	p36	67,06	0,00381	0,255	
	p38	102,5	0,00381	0,391	
n14	p11	68,33	0,00381	0,260	0,809
	p40	120,9	0,00381	0,461	
	p38	102,5	0,00381	0,391	
	p39	133	0,00381	0,507	
n15	p11	68,33	0,00381	0,260	0,577
	p12	107,4	0,00381	0,409	
	p41	127,4	0,00381	0,485	

Tableau V.2 : Calculs des débits routes et nodaux (réseau projeté) **(Suite)**

Nœud	Tronçon	Longueur	qsp	Qr	Qni
		(m)	(l/s/ml)	(l/s)	(l/s)
n16	p12	107,4	0,00381	0,409	0,796
	p13	211,3	0,00381	0,805	
	2	99,133	0,00381	0,378	
n17	p41	127,4	0,00381	0,485	0,877
	p42	121,9	0,00381	0,464	
	p13	211,3	0,00381	0,805	
n18	p48	340,8	0,00381	1,298	1,068
	2	99,133	0,00381	0,378	
	p40	120,9	0,00381	0,461	
n19	p15	108,9	0,00381	0,415	0,551
	p16	180,5	0,00381	0,688	
n20	p16	180,5	0,00381	0,688	1,405
	p25	115	0,00381	0,438	
	4	442	0,00381	1,684	
n21	p17	189,4	0,00381	0,722	0,790
	p30	225,3	0,00381	0,858	
n22	p17	189,4	0,00381	0,722	0,993
	p25	115	0,00381	0,438	
	p28	216,8	0,00381	0,826	
n23	1	198	0,00381	0,754	0,697
	p20	25,88	0,00381	0,099	
	p19	141,9	0,00381	0,541	
n24	p19	141,9	0,00381	0,541	0,270
n25	p20	25,88	0,00381	0,099	0,479
	p21	158,1	0,00381	0,602	
	p22	67,22	0,00381	0,256	
n26	p21	158,1	0,00381	0,602	0,301
n27	p33	86,9	0,00381	0,331	0,962
	p32	86,9	0,00381	0,331	
	p26	198	0,00381	0,754	
	p39	133	0,00381	0,507	
n28	p42	121,9	0,00381	0,464	0,908
	p26	198	0,00381	0,754	
	p27	156,6	0,00381	0,597	
n29	p27	156,6	0,00381	0,597	0,741
	p31	232,4	0,00381	0,885	
n30	p30	225,3	0,00381	0,858	0,973
	p28	216,8	0,00381	0,826	
	p43	68,74	0,00381	0,262	

Tableau V.2 : Calculs des débits routes et nodaux (réseau projeté) **(Suite)**

Nœud	Tronçon	Longueur	qsp	Qr	Qni
		(m)	(l/s/ml)	(l/s)	(l/s)
n31	p34	67,77	0,00381	0,258	0,601
	p29	161	0,00381	0,613	
	p33	86,9	0,00381	0,331	
n32	p37	38,68	0,00381	0,147	0,656
	p35	144,9	0,00381	0,552	
	p29	161	0,00381	0,613	
n33	p37	82,47	0,00381	0,314	0,600
	p32	232,4	0,00381	0,885	
n34	p35	144,9	0,00381	0,552	0,533
	p36	67,06	0,00381	0,255	
	p34	67,77	0,00381	0,258	
n35	p43	68,74	0,00381	0,262	0,629
	p44	184,1	0,00381	0,701	
	11	77,6	0,00381	0,296	
n36	p49	77,99	0,00381	0,297	0,780
	p46	147,3	0,00381	0,561	
	p44	184,1	0,00381	0,701	
n37	p45	43,9	0,00381	0,167	0,366
	p46	147,3	0,00381	0,561	
	10	1	0,00381	0,004	
n38	p47	174,4	0,00381	0,664	1,653
	p48	340,8	0,00381	1,298	
	p51	352,3	0,00381	1,342	
n39	p50	62,97	0,00381	0,240	1,081
	p53	152,4	0,00381	0,581	
	p51	352,3	0,00381	1,342	
n40	p50	62,97	0,00381	0,240	0,120
n41	p65	297,1	0,00381	1,132	1,373
	p64	255,7	0,00381	0,974	
	p52	168	0,00381	0,640	
n42	p52	168	0,00381	0,640	0,320
n43	p53	152,4	0,00381	0,581	0,604
	p55	68,1	0,00381	0,259	
	p54	96,55	0,00381	0,368	
n44	p54	96,55	0,00381	0,368	0,184
n45	p55	68,1	0,00381	0,259	0,678
	p56	102,4	0,00381	0,390	
	p57	185,6	0,00381	0,707	
n46	p56	102,4	0,00381	0,390	0,195

Tableau V.2 : Calculs des débits routes et nodaux (réseau projeté) **(Suite)**

Nœud	Tronçon	Longueur	qsp	Qr	Qni
		(m)	(l/s/ml)	(l/s)	(l/s)
n47	p60	28,89	0,00381	0,110	0,497
	p58	94,55	0,00381	0,360	
	p59	137,6	0,00381	0,524	
n48	p59	137,6	0,00381	0,524	0,262
n49	p61	46,93	0,00381	0,179	0,321
	p60	28,89	0,00381	0,110	
	p62	92,88	0,00381	0,354	
n50	p61	46,93	0,00381	0,179	0,089
n51	p63	44,49	0,00381	0,170	0,085
n52	p65	297,1	0,00381	1,132	0,566
n53	p45	43,9	0,00381	0,167	0,305
	11	77,6	0,00381	0,296	
	p37	38,68	0,00381	0,147	
Total					35,561

V.8.2 Cas de pointe + incendie :

Les résultats de la simulation montrent que le réseau, dans son état actuel, ne permet pas de satisfaire cette exigence. En effet, l'ajout du débit d'incendie au nœud 41 entraîne une chute significative de pression, empêchant l'atteinte des conditions minimales requises. Cette limitation s'explique notamment par le dimensionnement insuffisant de certains tronçons, des pertes de charge importantes dues à la topographie du terrain, ainsi que par le fait que les débits sortants de chaque réservoir restent inférieurs à 17 l/s, ce qui réduit la capacité globale du réseau à répondre à une demande instantanée élevée.

Cela étant, cette contrainte ne constitue pas un inconvénient majeur dans le cadre de la réhabilitation proposée. En effet, la zone concernée présente un risque très faible d'incendie en raison de sa densité urbaine modérée, de l'absence d'industries à potentiel calorifique élevé, et l'objectif prioritaire reste de garantir une alimentation continue, sécurisée et conforme aux besoins domestiques de la population. La prise en compte d'un débit incendie pourrait éventuellement faire l'objet d'un renforcement localisé si de nouvelles exigences venaient à émerger à l'avenir.

V.9 Détermination des paramètres hydrauliques du réseau :

V.9.1 Cas de pointe :

Les diamètres des conduites du réseau ont été déterminés sur la base des débits horaires maximaux estimés pour le scénario de pointe. En s'appuyant sur ces valeurs réparties à travers le réseau, les sections les plus adaptées ont été choisies afin de permettre un écoulement gravitaire efficace, tout en respectant la plage de vitesses recommandée, comprise entre 0,5 m/s et 2 m/s, conformément aux normes en vigueur.

Les résultats obtenus pour l'ensemble des tronçons dans ce cas sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau V.3 : Présentation des paramètres hydrauliques et des dimensions des conduites (cas de pointe)

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Perte de charge
	m	mm	l/s	m/s	m
Tuyau p1	133,4	40	0,25	0,26	0,48
Tuyau p2	654,7	75	5,41	1,58	30,27
Tuyau p3	223,1	32	0,43	0,69	6,45
Tuyau p4	87,52	63	3,13	1,3	3,46
Tuyau p5	183,5	32	0,35	0,57	3,68
Tuyau p8	58,39	180	-10,38	0,53	0,11
Tuyau p9	111,6	32	0,21	0,35	0,90
Tuyau p10	197,3	63	3,43	1,42	9,26
Tuyau p11	68,33	40	1,13	1,16	3,91
Tuyau p13	211,3	40	0,61	0,63	3,79
Tuyau p15	108,9	90	-7,02	1,42	3,27
Tuyau p16	180,5	90	-7,57	1,54	6,28
Tuyau p17	189,4	50	1,13	0,74	2,86
Tuyau p19	141,9	32	0,27	0,44	1,78
Tuyau p20	25,88	40	-1,35	1,39	2,07
Tuyau p21	158,1	32	0,3	0,49	2,42
Tuyau p22	67,22	50	-2,13	1,4	4,13
Tuyau p25	115	90	-9,65	1,96	6,39
Tuyau p26	198	40	0,92	0,95	7,67
Tuyau p27	156,6	32	-0,19	0,31	1,01

Tableau V.3 : Présentation des paramètres hydrauliques et des dimensions des conduites (cas de pointe) (Suite)

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Perte de charge
	m	mm	l/s	m/s	m
Tuyau p28	216,8	90	-9,52	1,93	11,73
Tuyau p29	161	40	-1,37	1,41	13,30
Tuyau p30	225,3	50	1,92	1,26	8,87
Tuyau p31	232,4	40	-0,56	0,57	3,48
Tuyau p32	86,9	40	1,16	1,19	5,19
Tuyau p33	86,9	63	-2,85	1,18	2,86
Tuyau p34	67,77	50	-2,08	1,37	3,96
Tuyau p36	67,06	50	-1,44	0,95	1,57
Tuyau p38	102,5	40	1,28	1,32	7,44
Tuyau p39	133	32	0,2	0,33	0,96
Tuyau p40	120,9	40	-0,86	0,89	3,33
Tuyau p41	127,4	32	0,45	0,73	4,01
Tuyau p42	121,9	32	-0,18	0,29	0,71
Tuyau p43	68,74	110	-12,42	1,69	2,23
Tuyau p44	184,1	90	8,68	1,76	8,33
Tuyau p45	121,7	75	-4,46	1,3	3,87
Tuyau p46	147,3	110	-11,98	1,63	4,46
Tuyau p50	62,97	32	0,12	0,2	0,18
Tuyau p52	168	32	0,32	0,52	2,87
Tuyau p53	152,4	125	-6,72	0,7	0,79
Tuyau p54	96,55	32	0,19	0,3	0,60
Tuyau p55	68,1	125	-7,51	0,79	0,44
Tuyau p56	102,4	32	0,2	0,32	0,71
Tuyau p57	185,6	140	8,39	0,7	0,83
Tuyau p58	94,55	50	1,45	0,96	2,79
Tuyau p59	137,6	32	0,26	0,43	1,63
Tuyau p60	28,89	50	1,19	0,78	0,58
Tuyau p61	46,93	32	0,09	0,15	0,08
Tuyau p62	92,88	40	0,78	0,8	2,59

Tableau V.3 : Présentation des paramètres hydrauliques et des dimensions des conduites (cas de pointe) (Suite)

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Perte de charge
	m	mm	l/s	m/s	m
Tuyau p63	44,49	28	0,09	0,14	0,07
Tuyau p64	255,7	123,2	-22,6	1,9	7,69
Tuyau p65	297,1	141	-24,3	1,56	5,16
Tuyau p66	4,254	110,2	13,03	1,37	0,08
Tuyau p67	5,108	110,2	11,84	1,24	0,08
Tuyau 1	198	28	0,38	0,62	4,58
Tuyau 2	99,133	35,2	-1,31	1,34	7,46
Tuyau p35	144,9	35,2	1,21	1,24	9,33
Tuyau p37	82,47	66	3,32	0,97	1,50
Tuyau p12	107,4	28	0,11	0,17	0,22
Tuyau p48	340,8	54	3,25	1,42	16,44
Tuyau p49	77,99	123,4	21,45	1,79	2,10
Tuyau 10	1	79,2	-7,01	1,42	0,03
Tuyau 4	442	35,2	0,68	0,7	9,56
Tuyau p47	174,4	35,2	0,61	0,62	3,07
Vanne	Sans Valeur	150	5,51	0,31	35 m/km

Les valeurs de charge et de pression relevées aux nœuds du réseau sont synthétisées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4 : Charges hydrauliques et pressions aux nœuds (Cas de pointe)

Nœud	Altitude	Charge	Pression
	m	m	m
Nœud n1	246,39	286,34	39,95
Nœud n2	251,90	285,86	33,97
Nœud n3	208,23	246,01	37,78
Nœud n4	186,42	215,74	29,33
Nœud n5	185,12	209,29	24,17
Nœud n6	183,93	212,28	28,35
Nœud n7	182,84	208,6	25,75
Nœud n8	179,78	201,49	21,71
Nœud n9	315,84	319,89	10,89
Nœud n10	290,55	313,92	23,37
Nœud n11	277,08	313,02	35,94
Nœud n12	233,65	279,75	46,11
Nœud n13	221,83	270,49	48,66
Nœud n14	216,38	263,05	46,67
Nœud n15	212,88	259,15	46,27
Nœud n16	212,69	258,92	46,23
Nœud n17	208,22	255,13	46,91
Nœud n18	217,03	266,38	49,35
Nœud n19	212,92	249,28	36,36
Nœud n20	212,04	255,56	43,52
Nœud n21	220,71	264,81	44,09
Nœud n22	217,18	261,95	44,76
Nœud n23	181,78	206,07	24,29
Nœud n24	181,62	204,29	22,67
Nœud n25	182,33	208,14	25,81
Nœud n26	182,14	205,73	23,59
Nœud n27	218,37	262,09	43,72
Nœud n28	208,29	254,43	46,14
Nœud n29	208,46	253,42	44,95
Nœud n30	228,29	273,68	45,39
Nœud n31	222,74	264,96	42,22

Tableau V.4 : Charges hydrauliques et pressions aux nœuds (Cas de pointe) (Suite)

Nœud	Altitude	Charge	Pression
	m	m	m
Nœud n32	230,33	278,25	47,93
Nœud n33	219,73	256,9	37,17
Nœud n34	223,50	268,92	45,42
Nœud n35	228,86	275,91	47,05
Nœud n36	241,71	284,24	42,53
Nœud n37	233,70	279,78	46,09
Nœud n38	250	282,83	32,83
Nœud n39	278,21	317,83	39,62
Nœud n40	280,98	317,64	36,67
Nœud n41	268,25	294,03	25,78
Nœud n42	273,11	291,16	18,05
Nœud n43	296,67	318,62	21,95
Nœud n44	299,44	318,02	18,58
Nœud n45	300,35	319,06	18,7
Nœud n46	298	318,35	20,35
Nœud n47	299,39	317,1	17,71
Nœud n48	297,79	315,47	17,68
Nœud n49	294,39	316,51	22,13
Nœud n50	295,84	316,43	20,59
Nœud n51	293,57	313,85	20,28
Nœud n52	288	299,19	11,19
Bâche 1	320	320	0
Bâche 2	299,27	299,27	0

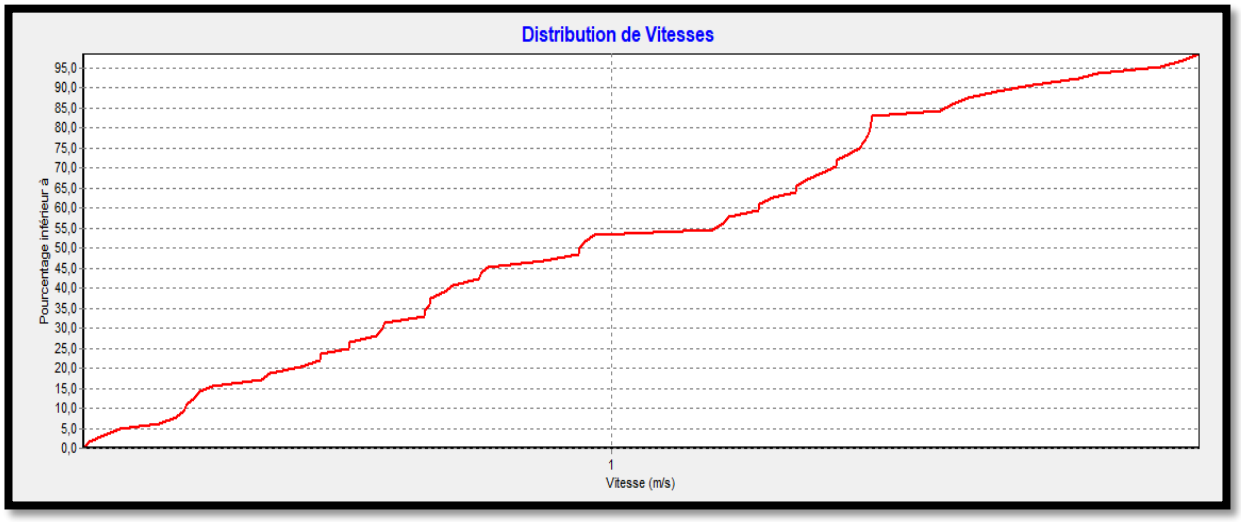


Figure V.2 : Distribution des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe)

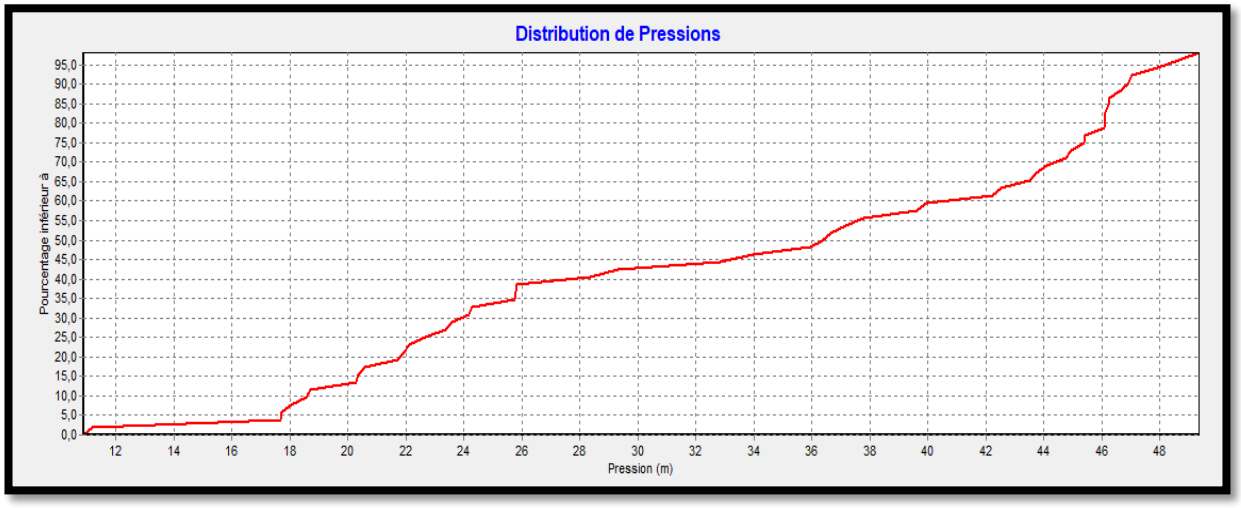


Figure V.3 : Distribution des pressions dans le réseau projeter (cas de pointe)

Remarque :

Afin de maîtriser les pressions excessives engendrées par la forte dénivellation entre le réservoir et les points bas du réseau, une vanne réductrice de pression (VRP) a été installée sur la conduite alimentant le nœud n°39, avec une consigne réglée à 35 mètres de colonne d'eau (m.c.e).

Par ailleurs, les vitesses enregistrées dans les différentes sections du réseau varient majoritairement entre 0,3 m/s et 1,50 m/s, ce qui reste conforme aux recommandations pour un fonctionnement optimal.

Les pressions relevées aux nœuds sont globalement bien réparties, oscillant entre 10 et 50 m.c.e, ce qui garantit une alimentation efficace et équilibrée de l'ensemble de l'agglomération, y compris durant les périodes de forte consommation.

Cependant, quelques tronçons présentent des vitesses faibles (inférieures à 0,3 m/s), pouvant favoriser les dépôts et réduire la qualité de l'eau, Nous recommandons d'effectuer des vidanges périodiques afin de prévenir l'accumulation de dépôts minéraux dans les conduites.

En outre, une pression relevée en dessous de 10 m.c.e a été observée au niveau du premier nœud situé après le réservoir. Cette situation peut s'expliquer par des pertes de charge initiales importantes dues à un diamètre inadapté ou à une forte sollicitation locale. Pour corriger ce problème, il serait d'installer un surpresseur localisé pour garantir une pression minimale conforme aux normes.

La figure ci-après illustre les résultats issus de la simulation du réseau dans les conditions de pointe :

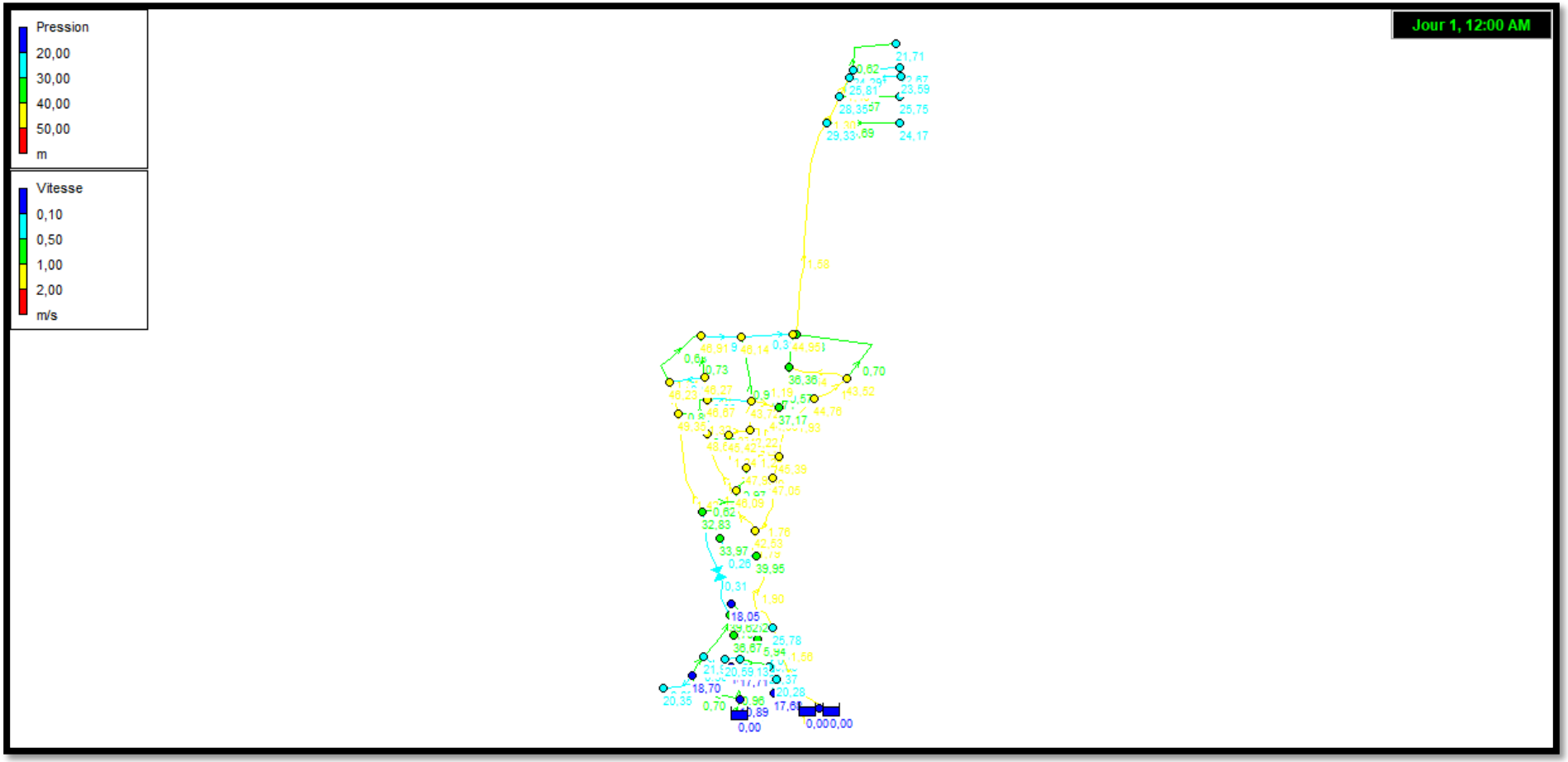


Figure V.4 : Etat des pressions et vitesses du réseau projeté

Évolution du réseau avant et après réhabilitation :

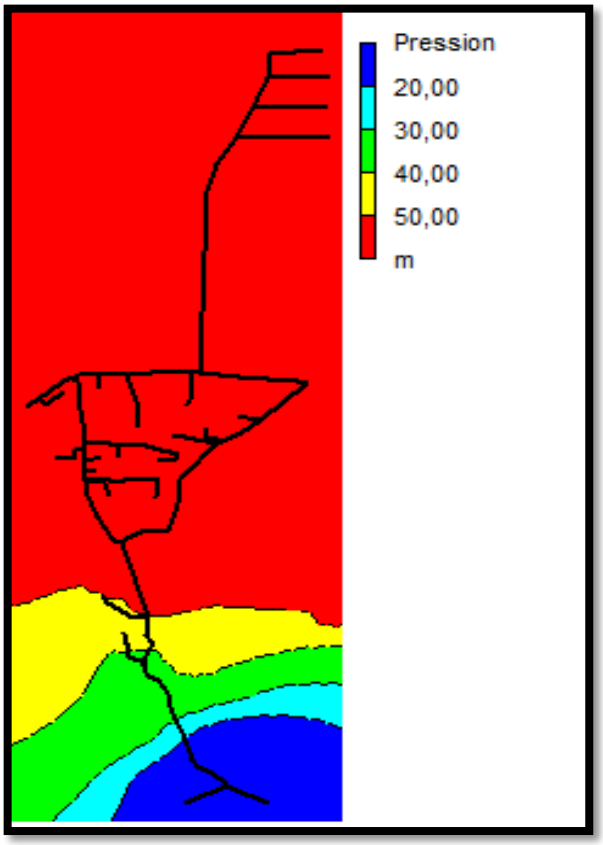


Figure V.5 : Zone de distribution de pression avant la réhabilitation

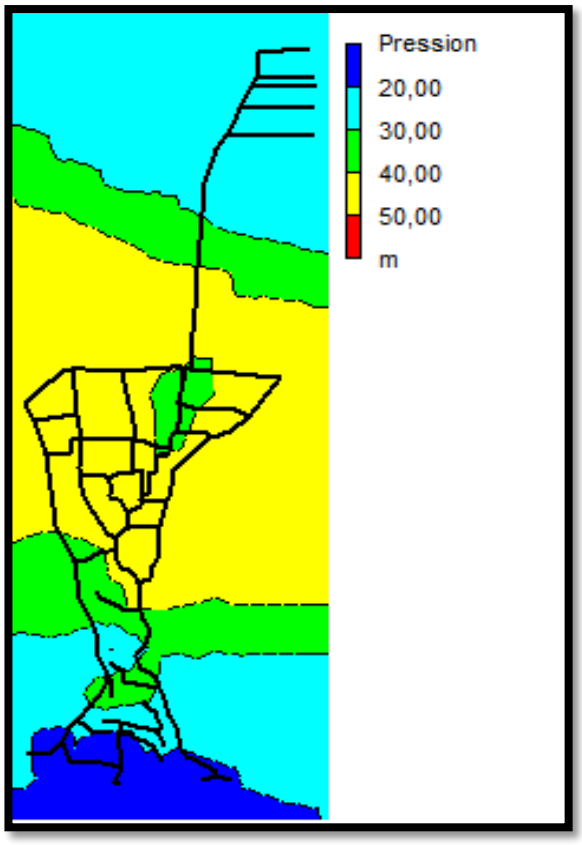


Figure V.6 : Zone de distribution de pression après la réhabilitation

La comparaison des pressions avant et après la réhabilitation montre une amélioration de la répartition hydraulique dans le réseau. Les pressions, auparavant déséquilibrées ou excessives, sont désormais mieux régulées grâce aux interventions proposées. Cette évolution confirme l'efficacité des choix techniques retenus et la pertinence de la réhabilitation mise en œuvre pour assurer une alimentation fiable et homogène de l'agglomération.

V.10 Conclusion :

Dans ce chapitre, un nouveau réseau intégrant les zones d'extension a été tracé, puis analysé à l'aide du logiciel EPANET en réalisant l'ensemble des calculs nécessaires, incluant le dimensionnement des conduites ainsi que l'évaluation des pressions et des vitesses d'écoulement. Les résultats de simulation obtenus sont globalement satisfaisants, aussi bien pour le scénario de pointe que pour celui incluant la demande incendie. Les pressions observées aux différents nœuds varient entre 10 et 50 mètres de colonne d'eau, tandis que les vitesses d'écoulement dans les conduites se situent majoritairement entre 0,3 m/s et 1,5 m/s. Ces valeurs respectent les recommandations techniques, confirmant le bon fonctionnement hydraulique du réseau projeté. Toutefois, quelques tronçons présentent des vitesses inférieures aux seuils optimaux, ce qui peut favoriser la décantation et l'accumulation de dépôts. Afin de prévenir ces phénomènes et garantir une bonne qualité de l'eau, il est recommandé de mettre en place un programme de vidanges périodiques sur les conduites concernées.

Chapitre VI :
Etude de l'adduction

VI. Introduction :

Dans le cadre de l'alimentation en eau potable, le transport de l'eau depuis sa source jusqu'aux installations de stockage repose sur un système appelé adduction. Ce dernier peut fonctionner par écoulement gravitaire, par pompage (refoulement), ou selon une combinaison de ces deux principes, en fonction des contraintes topographiques et techniques.

L'adduction regroupe l'ensemble des équipements et ouvrages assurant la continuité hydraulique entre le point de captage et les réservoirs de stockage.

Le présent chapitre est consacré à l'analyse technico-économique permettant de déterminer les dimensions optimales du réseau d'adduction envisagé.

VI.1 Généralité sur l'adduction :

VI.1.1 Définition de l'adduction :

L'adduction désigne le processus de transfert de l'eau depuis son lieu de captage jusqu'à son point de consommation, ces deux emplacements étant fréquemment séparés par une distance notable dans les conditions réelles d'exploitation.

VI.1.2 Classification des adductions :

Dans un système d'adduction d'eau, les régimes d'écoulement peuvent être classés en deux grandes catégories : les écoulements à surface libre et les écoulements en charge (sous pression). Cette distinction conditionne les différents types d'adductions, que l'on peut regrouper comme suit :

- **Adduction gravitaire :** Ce mode d'acheminement est utilisé lorsque la source se situe à une altitude supérieure à celle du point de distribution. L'eau s'écoule naturellement sous l'effet de la gravité, soit en charge, soit à surface libre, selon les caractéristiques hydrauliques du parcours.
- **Adduction par refoulement :** Ce système est mis en œuvre lorsque la source est implantée à une cote inférieure à celle du point d'utilisation. Dans ce cas, le transport de l'eau requiert l'intervention de dispositifs de pompage permettant de vaincre la dénivellation.
- **Adduction mixte :** Ce type de configuration est adopté lorsque la topographie du terrain impose la création d'un ouvrage intermédiaire. Ce dernier reçoit l'eau, soit par gravité, soit par pompage, avant de la redistribuer vers le réservoir principal, selon un mode de refoulement ou gravitaire, en fonction des contraintes techniques et altimétriques du réseau.

VI.1.3 Tracé de l'adduction :

L'optimisation du tracé de la conduite d'adduction entre le point de captage et le point de restitution repose sur le respect de plusieurs principes essentiels :

- Privilégier un itinéraire aussi rectiligne que possible, afin de limiter les pertes de charge et de réduire les coûts de réalisation.
- Éviter les pentes inversées susceptibles de provoquer l'accumulation d'air et des phénomènes de cavitation, ainsi que les tronçons horizontaux qui peuvent nuire à la régularité de l'écoulement.
- Adopter un tracé longeant les voies de communication existantes, ce qui facilite l'exécution des travaux, la maintenance et l'accessibilité aux ouvrages.
- Contourner les zones boisées ou écologiquement sensibles, dans le but de limiter les atteintes à l'environnement et de réduire les contraintes techniques associées.

VI.1.4 Choix des matériaux de canalisation :

Le choix du matériau des conduites d'adduction repose sur une évaluation rigoureuse fondée sur des critères à la fois techniques et économiques.

a- Aspects techniques :

Parmi les exigences techniques essentielles figurent :

- La résistance aux pressions de service spécifiques au réseau.
- L'aptitude à s'adapter aux conditions de pose, y compris la nature des sols traversés.
- L'assurance d'une étanchéité fiable et pérenne.
- La facilité de maintenance et la possibilité d'interventions efficaces en cas de besoin.

b- Aspects économiques :

Sur le plan économique, plusieurs facteurs influencent la sélection du matériau :

- Sa disponibilité sur le marché local ou régional.
- Les coûts liés à l'approvisionnement et à la mise en œuvre.
- Le prix unitaire des matériaux, en lien avec la rentabilité globale du projet.

Les principaux matériaux utilisés pour la fabrication des conduites incluent l'acier, le béton et les polymères thermoplastiques. Dans le cadre du présent projet, le polyéthylène haute densité (PEHD) a été retenu en raison de ses nombreux atouts, notamment :

- Une excellente résistance à la corrosion.
- Une grande souplesse permettant d'absorber les contraintes de terrain.
- Une masse réduite facilitant le transport et la pose.

- Une longue durée de vie.
- Une bonne résistance aux chocs mécaniques.
- Un coût global d'installation compétitif.

VI.2. Etude de l'adduction :

À l'issue d'une analyse détaillée du bilan hydrique comparant les ressources disponibles aux besoins prévisionnels de la zone de Cherifia à l'horizon 2055, il ressort que les ressources actuelles s'avéreront insuffisantes pour couvrir la demande future. Un déficit d'environ 11,26 litres par seconde est ainsi anticipé. Le système d'adduction existant permettait d'exploiter un débit de 9 litres par seconde à partir d'une source naturelle située à la côte 379 m. Bien que cette source dispose d'un débit global de l'ordre de 150 l/s, seule une partie de ce potentiel a été mobilisée dans le système initial, ce qui s'est révélé insuffisant à court terme pour couvrir les besoins croissants de l'agglomération. Afin de garantir une alimentation fiable et durable du réseau à l'horizon de projet, il a été proposé de renforcer l'adduction par un débit complémentaire de 12 l/s, prélevé également depuis la même source, portant le débit total exploité à 21 l/s. Cette augmentation nécessite l'adaptation du système hydraulique, incluant la vérification des pressions, le redimensionnement de la conduite de refoulement, l'optimisation du fonctionnement des réservoirs, ainsi que la sélection d'une pompe appropriée. L'étude actuelle vise à évaluer la faisabilité technique et hydraulique de cette variante, en assurant la sécurité des équipements et la performance de l'alimentation.

VI.2.1 Ressource en eau :

VI.2.2 Schéma du réseau d'adduction :

Pour répondre aux besoins futurs de l'agglomération, il a été décidé de maintenir l'adduction existante à partir de la source naturelle située à la cote 379 m Ainsi, l'eau sera acheminée gravitairement jusqu'au brise-charge implanté à la cote 278 m, puis refoulée par la station de pompage existante vers un point de dérivation stratégique. À partir de ce point, la conduite existante continuera d'alimenter le réservoir actuel situé à la cote 299,27 m avec un débit de 9 l/s, tandis que la nouvelle conduite assurera le transfert du débit complémentaire de 11,26 l/s vers le réservoir projeté. Cette configuration permet d'optimiser les installations en place tout en répondant efficacement à l'évolution des besoins en eau potable de la population, tout en tirant parti du potentiel élevé de la source.

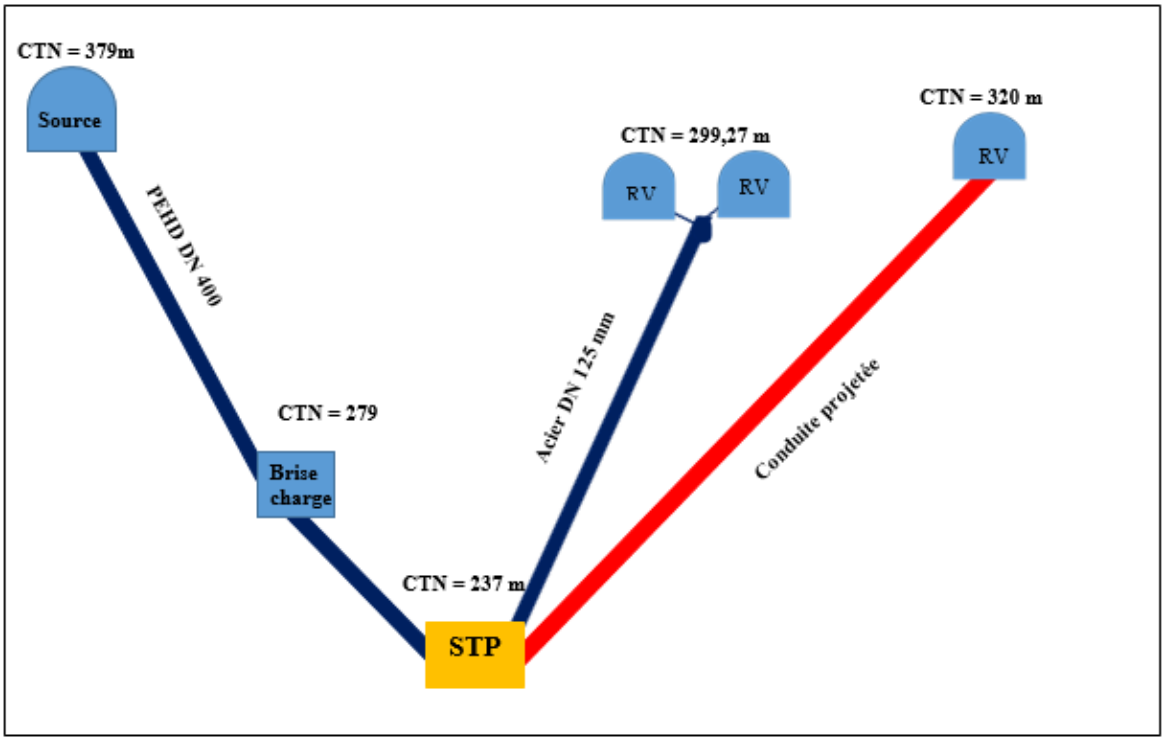


Figure VI.1 : Schéma explicatif du réseau d'adduction projeté

VI.2.3 Vérification de l'adduction existante :

Cette section est consacrée au calcul des vitesses d'écoulement et de la hauteur manométrique totale (HMT). Pour ce faire, les formules suivantes seront utilisées :

a- Calcul de la vitesse :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad \text{.....(VI.1)}$$

Avec :

Q : le débit en m^3/s.

V : la vitesse d'écoulement en m/s.

S : la section de la conduite en m^2.

D : le diamètre de la conduite en m.

b- Calcul du HMT :

$$HMT = H_g + \Delta H \quad \text{.....(VI.2)}$$

c- Calcul du H_g :

$$H_g = C_{TNamont} - C_{TNaval} \quad \text{.....(VI.3)}$$

d- Calcul de la perte de charge :

$$\Delta H = \frac{K \times L \times Q^{\beta}}{D^{m}} \quad \text{.....(VI.4)}$$

Avec :

HMT : Hauteur manométrique total en m.

H_g : Hauteur géométrique en m.

ΔH : la perte de charge en m.

$C_{TNamont}$: la cote du terrain naturel amont (Source naturelle, Brise charge, Station de pompage).

C_{TNaval} : la cote du terrain naturel aval (Brise charge, Station de pompage, Réservoirs).

K : le coefficient de perte de charge spécifique au conduit.

L : la longueur de la conduite en m.

D : le diamètre de la conduite principal en m.

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Les coefficients K, m et β varient en fonction du type de matériau, comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Les coefficients K, m et β pour différent types des matériaux des conduites

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

Source : Polycopie Mr B.SALAH

-Vérification hydraulique de la conduite gravitaire :

La conduite principale est en PEHD alors :

$$K = 0{,}001052 \; ; \; m = 4{,}772 \; ; \; \beta = 1{,}77$$

Tableau VI.2 : Vérification hydraulique de l'adduction (Source – Brise charge)

Adduction	C_{TN}	L	D	Q	$\Delta H_{Linéaire}$	ΔH_{Totale}	H_g	HMT	V
Source-Brise charge	379	1917,72	400	0,15	5,56	6,12	100	106,12	1,19

Tableau VI.3 : Vérification hydraulique de l'adduction (Brise charge – Station de pompage)

Adduction	C_{TN}	L	D	Q	$\Delta H_{Linéaire}$	ΔH_{Totale}	H_g	HMT	V
Brise charge – Station de pompage	279	705,28	400	0,15	2,05	2,25	42	44,25	1,19

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

Tableau VI.4 : Vérification des pressions disponibles

Tronçon	Hg	ΔH_{Totale}	P
	m	m	bar
Source- Brise charge	100	6,12	9,21
Brise charge-Station de pompage	42	2,25	3,90

L'étude détaillée du tronçon d'adduction d'eau depuis la source naturelle jusqu'à la station de pompage a permis de confirmer la bonne conception et le dimensionnement correct de l'ensemble du réseau gravitaire.

- **Partie Source – Brise charge :**

La perte de charge représente environ **6,12 % de la dénivellation totale disponible**, ce qui traduit un écoulement gravitaire maîtrisé, bien adapté au diamètre choisi. Ce résultat confirme que la vitesse d'écoulement et le diamètre sont parfaitement compatibles avec le débit de 150 l/s. La pression statique au niveau du brise-charge est élevée (**environ 9,21 bar**), assurant un fonctionnement hydraulique confortable pour la suite du réseau.

- **Partie Brise charge – Station de pompage :**

La perte de charge représente ici seulement **6,62 % de la dénivellation disponible**, ce qui confirme la continuité d'un écoulement gravitaire efficace jusqu'à l'entrée de la station de pompage. La pression statique disponible à l'aspiration de la station est estimée à **environ 3,11 bar ,** un niveau largement suffisant pour éviter les risques de cavitation des pompes, même en fonctionnement prolongé ou en période de fortes sollicitations.

L'ensemble du réseau gravitaire est donc **très performant** :

- Faibles pertes de charge, confirmant un dimensionnement conforme aux règles.
- Conduite en PEHD DN400 parfaitement adaptée au débit de 150 l/s.

- Sécurité hydraulique assurée avant pompage, notamment en pression d'aspiration.
- Réserve de charge disponible pour compenser d'éventuelles pertes supplémentaires liées à l'encrassement futur, aux singularités non modélisées ou à l'évolution de l'état de la conduite.
- La pression statique maximale théorique en cas de coup de bélier est estimée à :

$$P_{max}=9,21+6,12=15,33 \text{ bar}$$

Cette valeur reste inférieure à la limite de service de la conduite PEHD PN 16. Toutefois, l'installation d'un dispositif de protection anti-bélier (brise-bélier, évent ou clapet de décharge) est recommandée pour limiter les effets transitoires dangereux.

-Vérification hydraulique de l'adduction de la conduite de refoulement (station de pompage-Réservoir existant) :

La conduite de refoulement existante est en PEHD alors :

$$K = 0,001052 \; ; \; m = 4,772 \; ; \; \beta = 1,77$$

Tableau VI.5 : Vérification hydraulique de l'adduction par refoulement (Station de pompage-Réservoir existant)

Adduction	C_{TN}	L	D	Q	$\Delta H_{Linéaire}$	ΔH_{Totale}	H_g	HMT	V
Station de pompage – Réservoir existant	237	2590	125	0,009	47,85	56,63	62,27	119,30	0,73

La conduite de refoulement existante présente un dimensionnement hydraulique satisfaisant, une vitesse d'écoulement conforme, ainsi qu'un bon état physique. Elle supporte la pression de service prévue et ne présente pas de risque sanitaire identifié. Son maintien permet en outre de réduire les coûts d'investissement sans compromettre la sécurité ni les performances du réseau. Son remplacement n'est donc pas nécessaire dans le cadre du projet de réhabilitation.

VI.2.4 Dimensionnement de l'adduction :

VI.2.4.1 Cas de refoulement :

Le dimensionnement d'une conduite d'adduction fonctionnant en refoulement repose sur la détermination du diamètre optimal, dit **diamètre économique,** qui résulte d'une analyse technico-économique intégrant simultanément les coûts d'investissement (fourniture et pose) et les charges d'exploitation (notamment les dépenses énergétiques liées au pompage).

a) Calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement :

La détermination des diamètres économiques des conduites de refoulement s'appuie sur l'application des formules suivantes :

- **Formule de Bresse :** $D_{éc} = 1.5 \times \sqrt{Q}$ **…… (VI.6)**
- **Formule de BONNIN :** $D_{éc} = \sqrt{Q}$ **…… (VI.7)**

- **Formule de VIBERT :**

$$D_{éc} = 1{,}547 \times \left(\frac{\sigma}{f}\right)^{0,154} \times Q^{0,46} \text{(pompage continue)} \text{.....(VI.8)}$$

$$D_{éc} = 1{,}35 \times \left(\frac{\sigma}{f}\right)^{0,154} \times Q^{0,46} \text{(pompage : 10heures/24)} \text{.....(VI.9)}$$

Avec :

Q : débit à refouler en (m^3 /s).

e : prix du Kwh d'énergie.

f : prix de 1kg de fonte.

- **Formule de MEUNIER :**

$$D_{éc} = \sqrt{Q} \times (1 + 0{,}02n) \text{ .....(VI.10)}$$

Avec :

n : nombre d'heure de pompage.

- **Formule qui prend en compte le facteur de consommation :**

$$D_{éc} = Cj^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \text{ .....(VI.11)}$$

Cj = $\frac{Qi}{Qt}$

E : Facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris quelques exposants hydrauliques.

$$E = 10 \times M \times \sigma \times \delta \text{ ….....(VI.12)}$$

M : Coefficient dépendant du type de matériau de la canalisation.
σ **:** Prix de KWh.

$$\delta = \frac{1}{K \times Kj \times Kh} \text{ …….....(VI.13)}$$

K : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau, varient de 1,03 à 1,04.

Kj : Coefficient de variation journalière de la consommation, varient de 1,1 à 1,3.

Kh : Coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend du régime de consommation.

Tableau VI.6 : Valeurs du coefficient M

Tuyau	M
Acier	0,92
Fonte	0,43
Plastique	0,13

Tableau VI.7 : Valeurs des coefficients α, β et m en fonction du type de matériau

Matériau	α	β	m
Acier	1,4	1,9 à 2	5,1 à 5,3
Fonte	1,6	1,9 à 2	5,1 à 5,3
Plastique	1,95	2	4,772

b) Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charge correspondent à la réduction de pression observée lors de l'écoulement de l'eau à travers les conduites et les équipements d'un réseau d'alimentation en eau potable. Cette perte d'énergie hydraulique est principalement attribuée aux frottements entre le fluide et les parois internes des canalisations (pertes de charge linéaires), aux variations de direction ou de section des conduites (pertes de charge singulières), ainsi qu'à la présence d'appareils de régulation de débit.

1- Pertes de charges linéaires :

La perte de charge linéaire est engendrée par les forces de frottement qui s'exercent entre le fluide en mouvement et la surface interne de la conduite. Cette dissipation d'énergie dépend étroitement de la vitesse d'écoulement : plus celle-ci est élevée, plus les pertes de charge sont significatives. Le calcul de ces pertes repose sur l'application de la formule de **Darcy-Weisbach,** qui prend en compte plusieurs paramètres hydrauliques, notamment le débit volumique, le diamètre de la canalisation, la rugosité des parois internes ainsi que les propriétés visqueuses du fluide transporté. L'expression mathématique de cette relation est donnée par :

$$\Delta H_L = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \quad \text{.....(VI.14)}$$

Avec :

Q: Débit d'écoulement en m^3/s.

L : la longueur de la conduite en m.

g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2).

$\boldsymbol{\lambda}$ **:** coefficient de perte de charge de Darcy.

$$\boldsymbol{\lambda = (1,14 - 0,86 \ln(\frac{\varepsilon}{D}))^{-2}} \text{.....(VI.15)}$$

D : diamètre de la conduite en m.

ε : la rugosité de la conduite, selon les spécifications techniques fournies dans le catalogue des conduites en PEHD, la rugosité absolue des parois internes est évaluée à **0,01 mm.**

2- Pertes de charge singulières :

Les pertes de charge singulières correspondent aux diminutions localisées de pression qui apparaissent lorsque l'écoulement d'eau est perturbé par des singularités telles que les changements de direction (coudes), les variations de section (rétrécissements ou élargissements) ou la présence d'obstacles et d'appareils sur le parcours de la conduite. Le qualificatif « singulières » permet de distinguer ces pertes ponctuelles des pertes linéaires continues, liées au frottement du fluide contre les parois sur toute la longueur de la canalisation. Dans les réseaux d'adduction d'eau potable, ces pertes singulières représentent généralement entre **5 % et 10 %** des pertes linéaires totales.

On prend :

$$\boldsymbol{\Delta H_S = 0.1 \times \Delta H_L} \text{ …….....(VI.16)}$$

D'ou :

$$\boldsymbol{\Delta H_T = 1.10 \times \Delta H_L} \text{ …….....(VI.17)}$$

c) Hauteur manométrique totale :

On l'estime comme :

$$\boldsymbol{HMT = H_g + \Delta H_{asp} + \Delta H_{ref}} \text{ …….....(VI.18)}$$

Avec :

HMT : hauteur manométrique totale en m.

$\boldsymbol{H_g}$ **:** hauteur géométrique en m.

$\boldsymbol{\Delta H_{asp}}$ **:** perte de charge en aspiration.

$\boldsymbol{\Delta H_{ref}}$ **:** pertes de charge au refoulement.

d) Puissance absorbée par la pompe :

On détermine la puissance absorbée avec la formule suivante :

$$P_{abs} = \frac{\rho \times g \times Q \times Hmt}{1000 \times \eta} \quad \text{.....(VI.19)}$$

Avec :

η : rendement de la pompe en (%) (η =80%).

Q : débit refoulé par la pompe en (m^3 /s)

g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2)

ρ : masse volumique de l'eau (kg/ m^3)

e) Energie consommée par la pompe :

$$E = P \times t \times 365 \quad (KWh) \text{ .....(VI.20)}$$

Avec :

P : puissance de la pompe en (Kw)

t : le temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas t =20h

f) Frais d'exploitation :

$$F_{ex} = E \times e \quad (DA) \text{ .....(VI.21)}$$

E : énergie consommé par la pompe en (Kwh).

e : prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ. (e = 5,00 DA)

g) Frais d'investissement :

$$F_{inv} = Prix_{total} + F_{am} \ (DA) \text{ .....(VI.22)}$$

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

$$F_{am} = Pt \times A \ (DA) \text{ .....(VI.23)}$$

Avec :

Pt : prix de la conduite en DA.

A : Amortissement annuel où :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad \text{.....(VI.24)}$$

Avec :

i : Taux d'annuité annuel, i = 8%

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

b) Dimensionnement du tronçon Station de pompage – Point de dérivation :

L'estimation initiale du diamètre économique de la conduite est réalisée à l'aide des formules usuelles couramment employées dans le dimensionnement des réseaux d'adduction :

Tableau VI.8 : Calcul des diamètres économiques

	Bresse	**Bonnin**
Formule	$\mathbf{1.5 \times \sqrt{Q}}$	$\sqrt{Q}$
D économique (mm)	159	106
D normalisé (mm)	160	110

Les valeurs obtenues pour la hauteur manométrique totale sont synthétisées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.9 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT

DN (mm)	**Dint (mm)**	**V (m/s)**	$\boldsymbol{\lambda}$	$\boldsymbol{\Delta HT\ (m)}$	**H_g (m)**	**HMT (mce)**
63	51,4	5,43	0,014	1135,79	83	1218,79
75	61,4	3,80	0,013	450,57	83	533,57
90	73,6	2,65	0,013	175,67	83	258,67
110	90	1,77	0,012	61,80	83	144,80
125	102,2	1,37	0,012	31,94	83	114,94
140	114,6	1,09	0,012	17,63	83	100,63
160	130,8	0,84	0,012	8,88	83	91,88
180	147,2	0,66	0,011	4,81	83	87,81
200	163,6	0,54	0,011	2,79	83	85,79

Les résultats relatifs à la puissance absorbée par la pompe sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.10 : Puissance absorbée par la pompe

DN (mm)	Dint (mm)	HMT (m)	g (m/s^2)	Q (m^3/s)	η (%)	Pabs (Kw)
63	51,4	1218,79	9,81	0,01126	80	168,29
75	61,4	533,57	9,81	0,01126	80	73,67
90	73,6	258,67	9,81	0,01126	80	35,72
110	90	144,80	9,81	0,01126	80	19,99
125	102,2	114,94	9,81	0,01126	80	15,87
140	114,6	100,63	9,81	0,01126	80	13,90
160	130,8	91,88	9,81	0,01126	80	12,67
180	147,2	87,81	9,81	0,01126	80	12,12
200	163,6	85,79	9,81	0,01126	80	11,85

Les coûts d'exploitation estimés à l'issue des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.11 : Calcul des frais d'exploitation

DN (mm)	Dint (mm)	t (heures)	E (Kwh)	Fex (DA)
63	51,4	20	1228483,01	6142415,03
75	61,4	20	537813,47	2689067,34
90	73,6	20	260727,20	1303635,98
110	90	20	145951,59	729757,95
125	102,2	20	115854,12	579270,58
140	114,6	20	101430,31	507151,54
160	130,8	20	92610,72	463053,60
180	147,2	20	88508,35	442541,75
200	163,6	20	86472,29	432361,43

Les coûts d'investissements évalués à partir des calculs effectués sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.12 : Calcul des frais d'investissement

DN (mm)	Dint (mm)	Prix de ML(DA)	L(m)	Prix total (DA)	A(%)	Fam (DA)	Finv (DA)
63	51,4	352,23	2800	986244	8,9	87775,72	1074019,72
75	61,4	1201,12	2800	1386336	8,9	123383,90	1509719,90
90	73,6	1725,63	2800	1815464	8,9	161576,30	1977040,30
110	90	2486,33	2800	2693656	8,9	239735,38	2933391,38
125	102,2	3222,23	2800	3435236	8,9	305736,00	3740972,00
140	114,6	3966,58	2800	4760420	8,9	423677,38	5184097,38
160	130,8	2005,18	2800	5614504	8,9	499690,86	6114194,86
180	147,2	2325,14	2800	6510392	8,9	579424,89	7089816,89
200	163,6	2691,35	2800	7535780	8,9	670684,42	8206464,42

Source des prix unitaire (https://algerie.prix-construction.info/)

Bilan :

Les résultats de calcul du cout total du tronçon station de pompage –point de dérivation :

Tableau VI.13 : Coût total du tronçon Station de pompage-Point de dérivation

DN (mm)	Dint (mm)	Fex (DA)	Finv (DA)	Ti (DA)
63	51,4	6142415,03	1074019,72	7216434,75
75	61,4	2689067,34	1509719,90	4198787,25
90	73,6	1303635,98	1977040,30	3280676,28
110	90	729757,95	2933391,38	3663149,34
125	102,2	579270,57	3740972,00	4320242,58
140	114,6	507151,54	5184097,38	5691248,92
160	130,8	463053,60	6114194,86	6577248,45
180	147,2	442541,75	7089816,89	7532358,64
200	163,6	432361,43	8206464,42	8638825,85

Le diamètre économique correspond à la dimension de la conduite qui optimise le coût global du projet, en équilibrant les charges d'investissement et d'exploitation, tout en assurant une vitesse d'écoulement appropriée, généralement comprise entre 0,5 m/s et 2 m/s.

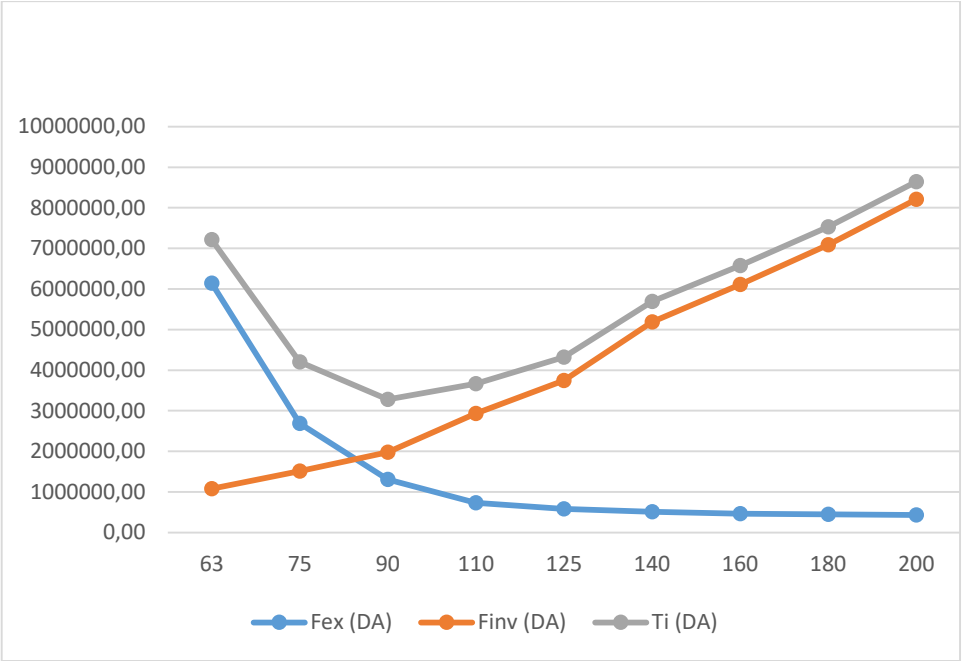


Figure VI.2 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement

D'après les résultats obtenus, le diamètre **D = 90 mm** apparaît comme le plus économique. Toutefois, la vitesse d'écoulement associée à ce choix atteint **2,65 m/s**, une valeur jugée excessive par rapport aux recommandations de conception. C'est pourquoi le diamètre **D = 110 mm** a été retenu, car il assure une vitesse plus acceptable de **1,77 m/s**, tout en maintenant un coût global maîtrisé de **3 663 149,34 DA**.

VI.3 Etude de pompage :

VI.3.1 Définition :

La pompe est un appareil destiné à assurer le transfert d'un fluide liquide d'une zone à basse pression vers une zone à pression plus élevée. Son fonctionnement repose sur la conversion de l'énergie mécanique, fournie par un moteur, en énergie hydraulique transmise au fluide entre son orifice d'aspiration et son orifice de refoulement.

VI.3.2 Différents types de pompes :

On distingue principalement deux grandes familles de pompes :

Les pompes volumétriques : leur principe de fonctionnement repose sur la modification cyclique du volume d'une chambre fermée, ce qui permet de déplacer le liquide et d'assurer l'écoulement.

Les pompes centrifuges : elles assurent la mise en mouvement du fluide grâce à l'action de la force centrifuge générée par une roue (ou un rotor) en rotation.

VI.3.3 Choix de la pompe :

Le choix de la pompe appropriée repose sur plusieurs critères essentiels, à savoir :

- La capacité à satisfaire les exigences en débit demandé (Qapp) et en hauteur manométrique totale (HMT).
- Un rendement énergétique élevé.
- L'absence de phénomène de cavitation.
- Un encombrement et un poids réduits, associés à une vitesse de rotation adaptée.
- Une consommation d'énergie minimale.
- La disponibilité du modèle en production standard.
- La limitation du nombre d'unités nécessaires pour atteindre les performances requises.

Dans cette optique, les paramètres hydrauliques spécifiques du projet seront intégrés dans le logiciel de sélection Caprari, en vue d'identifier la pompe la mieux adaptée au fonctionnement de notre système d'adduction. Cette démarche permettra de retenir un modèle garantissant le respect des exigences en débit et en HMT, tout en assurant des performances optimales et une fiabilité renforcée du système d'alimentation en eau.

Le tableau ci-après présente les différentes options de pompes envisageables :

Tableau VI.14 : Variantes de pompes

Type de pompe	Q (l/s)	HMT (m)	H (m)	Rendement (%)	Vitesse (tr/min)	Puissance absorbée	NPSH requis (m)
PM 80	11,7	149	185	73,4	1450	30	1,47
HVU 35	12,4	158	172	70,9	2950	30	2,72
HMU50-1/4B	11	142	170	70,4	2950	30	2,28

À l'issue d'une analyse approfondie des différents critères de sélection, le choix s'est porté sur le modèle **PM 80**. Cette pompe se distingue par sa capacité à satisfaire pleinement les exigences en matière de débit et de hauteur manométrique totale requises pour l'alimentation de l'agglomération. Elle offre par ailleurs d'excellentes performances hydrauliques, caractérisées par un rendement élevé, un NPSH requis faible, et une consommation énergétique optimisée. Ces atouts en font une solution particulièrement adaptée, alliant efficacité opérationnelle et maîtrise des coûts d'exploitation. Le système de pompage comprend deux pompes identiques installées en parallèle**,** dont une en service et une en secours**,** afin d'assurer la continuité d'alimentation et la sécurité de fonctionnement en cas de maintenance ou de défaillance d'une unité. Cette configuration permet également de répartir le fonctionnement des pompes en alternance, optimisant ainsi leur durée de vie et la fiabilité globale de l'installation.

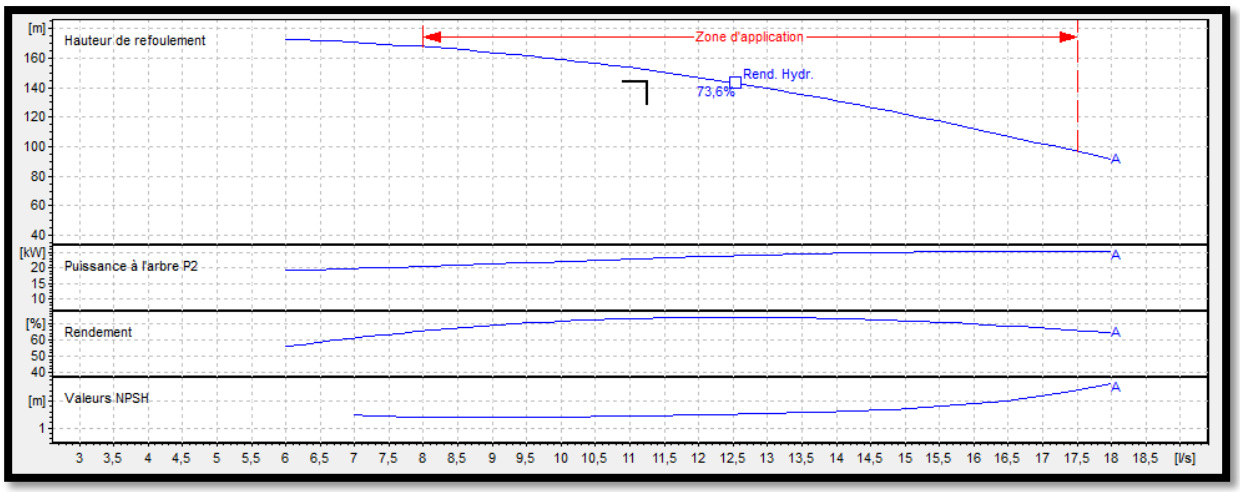


Figure VI.3 : La courbe caractéristique de la pompe

VI.3.4 Point de fonctionnement de la pompe :

L'analyse du fonctionnement de la pompe en corrélation avec la courbe caractéristique de la conduite s'avère indispensable afin d'assurer un fonctionnement optimal de l'équipement au sein du système hydraulique.

VI.3.4.1 Courbe caractéristique de la conduite :

La courbe caractéristique de la conduite se présente sous la forme d'une parabole, décrite par l'équation suivante :

$$Hc = Hg + \Delta H_T \quad \text{.....(VI.25)}$$

Avec :

Hg : hauteur géométrique (m).

ΔH_T : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m).

Hp : la courbe caractéristique de la pompe

Le tableau ci-après présente les résultats du calcul de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement, notée Hc :

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

Q (l/s)	Q (m^3/s)	Hp (m)	Hg	λ	ΔH_T	Hc
6,01	0,00601	173	83	0,012	18,70	101,70
7,07	0,00707	170	83	0,012	25,88	108,88
7,81	0,00781	168	83	0,012	31,58	114,58
8,68	0,00868	165	83	0,012	39,00	122,00
10,5	0,0105	157	83	0,012	57,07	140,07
11,2	0,0112	153	83	0,012	64,94	147,94
12,2	0,0122	145	83	0,012	77,05	160,05
13,4	0,0134	136	83	0,012	92,96	175,96

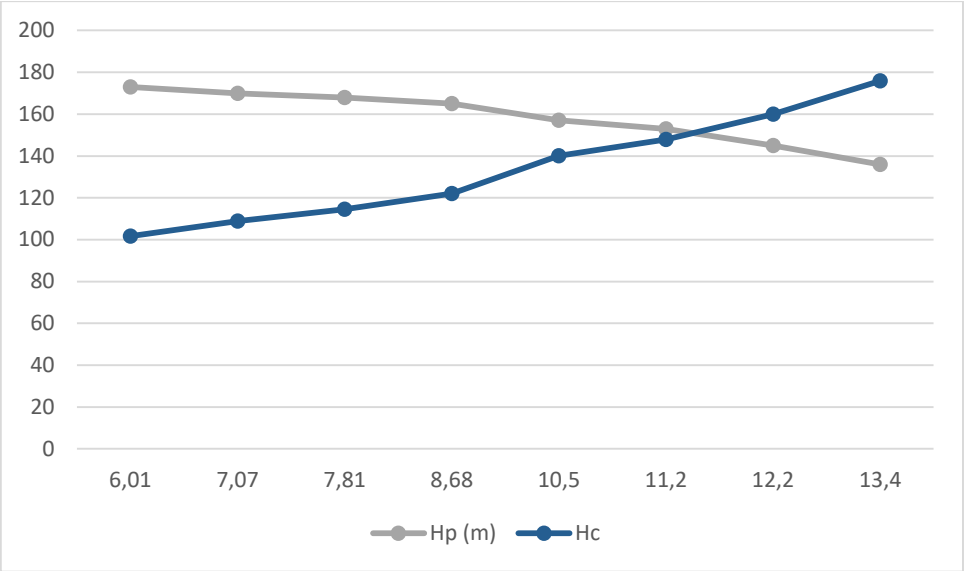


Figure VI.4 : Point de fonctionnement de la pompe

Selon l'interprétation du graphique, le débit au point de fonctionnement (Qpf) est estimé à **11,26 l/s**. Afin de s'assurer que la pompe opère dans une plage de fonctionnement admissible, la condition suivante doit être respectée :

$0{,}9 \times Qpf < Qapp < 1{,}1 \times Qpf$

En remplaçant **Qpf = 12,2 l/s**, on obtient :

$10{,}98 \text{ l/s} < Qapp < 13{,}42 \text{ l/s}$

Or, le débit réel de fonctionnement est **Qapp = 11,26 l/s**, ce qui satisfait pleinement l'intervalle défini : 10,98 l/s < 11,26 l/s < 13,42 l/s

Par conséquent, la pompe sélectionnée opère bien dans la plage de fonctionnement recommandée, aucun ajustement n'est requis.

VI.4 Protection de l'adduction contre le régime transitoire :

VI.4.1 Phénomène du Coup de Bélier : Risques et Solutions :

Le coup de bélier est une manifestation transitoire violente qui survient lors d'une modification brusque du régime d'écoulement dans une conduite. Ce phénomène se traduit par la génération d'ondes de pression qui se propagent le long de la canalisation, s'atténuant progressivement sous l'effet des pertes d'énergie dues aux frottements internes.

Les principales situations à l'origine de ce phénomène sont les suivantes :

- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes de pompage

- Mise en marche soudaine des pompes
- Fermeture rapide ou instantanée d'une vanne de sectionnement

VI.4.1.1 Surpressions :

Les coups de bélier peuvent entraîner des élévations importantes de la pression interne, excédant la résistance nominale des conduites. Ces surpressions risquent de provoquer des ruptures ou des fissurations, en particulier aux jonctions et raccords, exposant ainsi le réseau à des fuites majeures et à des risques d'inondation.

VI.4.1.2 Dépressions :

Une baisse brutale de pression peut entraîner des dépressions susceptibles de générer des effets d'implosion des canalisations, l'aspiration des joints ou la dégradation des revêtements intérieurs. De telles conditions affectent l'intégrité des conduites, accélèrent la corrosion et augmentent la probabilité de fuite.

VI.4.1.3 Fatigue des matériaux :

L'alternance répétée entre surpressions et dépressions fatigue les matériaux constitutifs des conduites. Cette sollicitation cyclique fragilise les structures, accroît le risque de fissuration et réduit la durée de vie des équipements, conduisant à des interventions fréquentes et onéreuses.

VI.4.1.4 Vibrations et Instabilités :

Les variations brusques de pression génèrent des vibrations importantes qui peuvent détériorer les supports, provoquer des déplacements des conduites et compromettre la stabilité globale du réseau.

VI.4.1.5 Interruption de service :

Les dommages liés aux coups de bélier peuvent nécessiter des arrêts d'urgence pour réparation, perturbant l'alimentation en eau et pouvant impacter la qualité de l'eau distribuée, avec des conséquences sanitaires et économiques.

VI.4.1.6 Prévention par le dimensionnement :

Il est primordial de prendre en considération l'amplitude maximale des coups de bélier lors de la phase de conception et de dimensionnement des canalisations afin de s'assurer que celles-ci puissent supporter les sollicitations extrêmes.

VI.4.1.7 Dispositifs de protection contre les coups de bélier :

Pour atténuer les effets destructeurs de ce phénomène, plusieurs équipements spécifiques peuvent être intégrés dans le réseau :

Soupapes de décharge :

Dispositifs s'ouvrant automatiquement en cas de surpression afin d'évacuer l'excès d'énergie, protégeant ainsi l'installation contre les surcharges.

Réservoirs à air (anti-béliers) :

Comportent une chambre d'air comprimé qui absorbe l'énergie des ondes de pression en se compressant ou en se détendant selon la variation de la pression d'eau.

Vannes de régulation à fermeture progressive :

Limitent les variations rapides du débit en assurant une fermeture lente, réduisant ainsi les déséquilibres hydrauliques brusques.

Volant d'inertie :

Installé sur l'arbre de la pompe, il conserve l'énergie cinétique accumulée durant le fonctionnement normal pour restituer une partie de cette énergie lors d'un arrêt soudain, retardant ainsi l'arrêt complet et limitant l'effet de coup de bélier.

Cheminées d'équilibre :

Permettent à l'eau de se déplacer verticalement en cas de surpression, évitant ainsi l'accumulation de pression dangereuse dans la conduite principale.

VI.4.2 Etude du régime transitoire pour l'adduction de Cherifia :

Le système d'adduction d'eau étudié comprend une section de refoulement reliant la station de pompage au réservoir projeté d'une capacité de 500 m³. Cette section est constituée d'une conduite en Polyéthylène Haute Densité (PEHD) de classe PN 16, conçue pour résister à une pression de service nominale de 16 bars. Le diamètre extérieur sélectionné pour cette canalisation est de 110 mm.

Le tableau ci-après résume les principales caractéristiques techniques de cette conduite :

Tableau VI.16 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement

Q (l/s)	DN (mm)	Matériaux de conduite	Lref (m)	e (mm)	Hg (mm)	HMT (m)
11,26	110	PEHD	2800	10	83	144,80

Nous allons maintenant effectuer le calcul du coup de bélier dans la conduite d'adduction afin d'évaluer les surpressions éventuelles et d'assurer la sécurité hydraulique de l'installation.

VI.4.3 Calcul du coup de bélier :

1. **La valeur du coup de bélier :**

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que : $T < \frac{2\times L}{C}$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$\mathbf{b = \pm \frac{c\times V0}{g}} \text{.....(VI.26)}$$

Avec :

b : Valeur du coup de bélier (m).

c : Célérité de l'onde de coup de bélier (m/s)

V_0 : Vitesse d'écoulement (m/s).

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

2. **La valeur maximale de la pression-surpression :**

$$\mathbf{Hs = H_0 + b} \text{ .....(VI.27)}$$

3. **La valeur maximale de la pression-dépression- :**

$$\mathbf{Hd = H_0 - b} \text{.....(VI.28)}$$

Où :

H_0 : la pression absolue dans la conduite, tel que : H_0 = Hg +10.

Avec :

Hg : Hauteur géométrique de refoulement.

10 : Pression atmosphérique.

4. Calcul de la célérité d'onde :

La célérité d'onde peut être calculée par la formule du Allievi :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1+\frac{K}{E}\times\frac{D}{e}}} \quad \text{.....(VI.28)}$$

Avec :

c : célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07×10^9 Pa.

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m^3.

E : module d'élasticité de Young de la conduite en PEHD : E =1,4×10^9 Pa.

D : diamètre de la conduite (m).

e : épaisseur de la conduite (m).

Le tableau suivant montre le calcul de la valeur du coup de bélier :

TableauVI.17 : Calcul de la valeur du coup de bélier

Lref	Débit	Diamètre	Section	Vitesse	Célérité de l'onde de coup de bélier	Valeur du coup de bélier	Pression max	Pression min
(m)	(l/s)	(mm)	(m^2)	(m/s)	(m/s)	(m)	(m)	(m)
2800	11,26	110	0.01	1.77	346.27	62.48	155,48	30,52

Interprétation :

Les conclusions de notre étude sont les suivantes :

- La dépression calculée (+30,52 m) étant inférieur supérieure à 1 bar, le risque de dépression n'est pas présent.
- La surpression observée (155,48 m) ne dépasse pas la pression de service admissible (160 m), donc il n'ya pas un risque lié au coup de bélier dans cette section.

En conclusion, Les vérifications effectuées montrent que la conduite résiste convenablement aux dépressions et aux surpressions éventuelles. De ce fait, l'installation de dispositifs de protection spécifiques, tels qu'un réservoir d'air, n'est pas nécessaire.

VI.5 Conclusion :

Le dimensionnement de l'adduction d'eau potable constitue une étape essentielle afin d'assurer une distribution efficace, pérenne et conforme aux besoins actuels et futurs de la population desservie. Dans ce chapitre, une analyse approfondie du fonctionnement de l'adduction existante a été réalisée, suivie par le dimensionnement d'une nouvelle conduite à partir de la station de pompage, fondée sur une étude technico-économique rigoureuse. Cette démarche vise à garantir des pressions optimales, à limiter les pertes de charge et à optimiser les coûts d'investissement et d'exploitation. La sélection de la pompe a été effectuée avec soin, afin de satisfaire pleinement les exigences en termes de débit et de hauteur manométrique.

Par ailleurs, une étude de protection contre le régime transitoire a été conduite. Les résultats ont montré que la conduite n'est pas sensible aux phénomènes de dépression ou de surpression pouvant générer des coups de bélier. Par conséquent, il n'a pas été jugé nécessaire d'installer des dispositifs de protection spécifiques.

Chapitre VII :
Pose de canalisation et accessoires du réseau

VII.1 Introduction :

Dans tout projet d'Alimentation en Eau Potable (AEP), la mise en place des canalisations et de leurs accessoires constitue une étape cruciale pour assurer la qualité, la fiabilité et la durabilité du réseau. Leur installation ne peut être improvisée : elle doit répondre à des exigences techniques strictes, tenant compte des caractéristiques du sol et des matériaux utilisés. Ce chapitre se consacre à l'étude des méthodes de pose, des bonnes pratiques à adopter, ainsi que des critères techniques à considérer pour le choix des conduites et des équipements associés. L'objectif est de garantir une infrastructure performante, capable de répondre durablement aux besoins en eau des populations desservies.

VII.2 Pose canalisation :

VII.2.1 Type de canalisation :

Le réseau de distribution de l'agglomération repose sur une structure hiérarchisée, composée de conduites principales auxquelles se raccordent des canalisations secondaires et tertiaires de diamètres plus réduits. Ce système, conçu selon un type mixte, est réalisé en polyéthylène haute densité (PEHD), avec des tuyaux dont les diamètres s'échelonnent entre 32 mm et 160 mm .

VII.2.1.1 Tubes PEHD :

Les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD) constituent un matériau thermoplastique de choix pour les réseaux de transport de fluides, notamment l'eau potable. Appréciés pour leurs performances mécaniques et chimiques, ces tubes présentent une excellente résistance à la corrosion, aux agents chimiques, aux chocs et à l'abrasion. Leur souplesse et leur faible masse volumique facilitent les opérations de pose, même dans des environnements contraignants. Par ailleurs, leur soudabilité garantit une étanchéité optimale du réseau. Grâce à leur longévité élevée et à leur caractère recyclable, les tubes PEHD représentent une solution technique durable et respectueuse de l'environnement, adaptée aux domaines domestique, agricole et industriel.

VII.2.2 Principe de pose de canalisation :

La pose des conduites dans un réseau d'Alimentation en Eau Potable (AEP) doit respecter un ensemble de prescriptions techniques visant à garantir la sécurité, la durabilité et la performance hydraulique de l'installation :

- **Élargissement localisé des tranchées** : Des élargissements appelés « niches » doivent être aménagé au droit des raccords pour permettre l'assemblage correct des conduites.

- **Hauteur de remblai variable** : L'épaisseur de la couverture au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation dépend des conditions climatiques locales. Elle est généralement d'environ 1,00 mètre en zone tempérée, et peut atteindre 1,25 à 1,50 mètres en zones à climat rigoureux, afin de prévenir les risques de gel.
- **Gestion hydraulique du profil** : Les conduites doivent être implantées en suivant un profil altimétrique alternant pentes montantes et descendantes, avec une déclivité légère (quelques mm/m), formant un tracé dit « en dents de scie ». Ce tracé permet l'aménagement de points hauts pour la purge d'air et de points bas pour les dispositifs de vidange, en général tous les 200 à 400 mètres.
- **Distances minimales de sécurité** : Un espacement réglementaire doit être respecté entre les conduites d'eau et les autres réseaux : 10 cm vis-à-vis d'éléments rigides (murs, fondations), 30 cm par rapport aux réseaux électriques, et 60 cm pour les conduites de gaz, afin de prévenir tout risque d'interaction ou d'accident.
- **Modes de pose** : La canalisation est, dans la majorité des cas, installée en tranchée. Toutefois, dans des situations spécifiques, une pose hors-sol peut être envisagée, sous réserve d'une protection rigoureuse contre les agressions mécaniques, climatiques ou chimiques, et d'un entretien régulier.
- **Géométrie de la tranchée** : Lorsque la pose est enterrée, la largeur de la fouille doit être suffisante pour assurer un espace de travail sécurisé pour les opérateurs. Le fond de tranchée doit être soigneusement préparé et nivelé suivant le profil longitudinal du projet, assurant un lit de pose uniforme et stable.

VII.2.3 Critères de choix de canalisation :

Le choix des canalisations constitue une étape déterminante dans la conception d'un réseau d'eau potable, car il conditionne à la fois sa longévité, son efficacité hydraulique et sa conformité sanitaire. Plusieurs critères techniques doivent être analysés pour garantir la performance globale de l'infrastructure :

- **Conformité sanitaire** : Les matériaux utilisés doivent être certifiés pour le contact avec l'eau destinée à la consommation humaine, sans altération de sa qualité physico-chimique ou microbiologique.
- **Inertie chimique et résistance à la corrosion** : Les conduites doivent résister aux agressions chimiques présentes dans l'eau ou dans le sol, notamment les sulfates, chlorures ou autres éléments corrosifs.

- **Résistance mécanique et compacité** : Les tubes doivent présenter une structure homogène et dense, capable de supporter les charges externes (trafic, remblais) et les pressions internes sans déformation excessive.
- **Résistance à l'abrasion** : Pour les réseaux exposés à des fluides chargés ou à haute vitesse, la capacité à résister à l'usure interne est un facteur clé de durabilité.
- **Adaptabilité au sol en place** : Le choix du matériau doit prendre en compte les propriétés mécaniques et hydrogéologiques du terrain (sols instables, argileux, rocheux, etc.).
- **Compatibilité environnementale** : Les canalisations doivent être adaptées aux milieux traversés, qu'ils soient secs, humides ou exposés à des variations hydriques importantes.
- **Étanchéité à long terme** : Les jonctions et matériaux doivent assurer l'absence de fuite, même sous pression, afin de prévenir les pertes d'eau et les risques de contamination.
- **Rugosité interne réduite** : Une surface interne lisse favorise un écoulement fluide et limite les pertes de charge, améliorant ainsi le rendement hydraulique du réseau.
- **Faible perméabilité** : Une porosité quasi nulle est essentielle pour empêcher toute infiltration ou exfiltration à travers la paroi des conduites.

VII.2.3.1 Choix des canalisations en fonction de type de sol :

Le revêtement externe des conduites joue un rôle primordial dans la protection contre les agressions chimiques et électrochimiques des sols. Afin de garantir une durabilité optimale du réseau, il est indispensable d'évaluer le potentiel corrosif du sol avant de définir le type de canalisation à utiliser. Cette analyse permet de sélectionner des matériaux et des revêtements appropriés en fonction de l'environnement traversé. Les terrains sont généralement classés selon leur agressivité en trois niveaux de risque :

- **Sol à faible agressivité** : Composé principalement de matériaux inertes tels que les sables, graviers, roches calcaires ou remblais non agressifs. Ces terrains ne présentent qu'un risque minimal de corrosion.
- **Sol à agressivité modérée à élevée** : Présence d'argiles, de marnes ou de sols fins à faible perméabilité, pouvant retenir l'humidité et favoriser les phénomènes corrosifs.

- **Sol à forte agressivité** : Sols contenant du gypse, de la pyrite, des matières organiques ou des composés soufrés, présentant une réactivité chimique importante. Ces terrains exigent l'emploi de conduites dotées de revêtements renforcés ou de matériaux intrinsèquement résistants à la corrosion.

VII.2.3.2 Choix des canalisations en fonction du liquide transporté :

L'eau véhiculée à travers les réseaux de distribution peut présenter des propriétés physico-chimiques susceptibles d'interagir avec les matériaux constitutifs des canalisations. Il est donc crucial d'évaluer la nature chimique de l'eau afin de prévenir les phénomènes de dégradation prématurée des ouvrages.

Deux catégories d'eau doivent être particulièrement prises en compte :

- **Eaux à caractère corrosif** : Elles attaquent principalement les matériaux métalliques dépourvus de protection adéquate, en favorisant les réactions d'oxydation électrochimique. Ce type d'eau peut entraîner la perforation des conduites en métal nu (ex. : aciers, fontes) et compromettre l'intégrité du réseau.
- **Eaux à caractère agressif** : Elles sont susceptibles de dégrader les matériaux minéraux ou à base de liants hydrauliques (béton, mortier, ciment). L'agressivité est généralement due à une acidité marquée, une teneur élevée en CO_2 libre, en sulfates ou en chlorures, affectant la durabilité des revêtements et des structures cimentaires.

VII.2.4 Type de pose de canalisation :

Le mode de pose des conduites est généralement déterminé en fonction de la topographie, de la configuration du site, ainsi que des contraintes physiques ou environnementales pouvant influencer les travaux. Dans le cas présent, la canalisation est implantée dans un sol classé comme terrain ordinaire, ne présentant pas de difficultés particulières.

Pose en terrain ordinaire :

La conduite est installée dans une tranchée dont la largeur minimale est fixée à 60 cm afin de permettre une mise en œuvre sécurisée et conforme. La profondeur de la fouille est dimensionnée de manière à intégrer le lit de pose, la conduite elle-même, ainsi qu'un recouvrement de terre supérieur d'au moins 80 cm, garantissant la protection mécanique de l'ouvrage. Avant la pose, le fond de la tranchée est soigneusement préparé à l'aide d'un lit de pose en sable d'une épaisseur comprise entre 15 et 20 cm, nivelé et compacté pour assurer une

assise régulière et homogène. Une inspection visuelle est systématiquement réalisée sur les conduites avant leur mise en place, afin d'écarter les éléments présentant des défauts, tels que des chocs, fissures ou déformations. La pose des conduites peut être réalisée manuellement ou mécaniquement, selon la taille des éléments et les conditions d'accessibilité du chantier. Cette étape est suivie du calage latéral des conduites puis du remblaiement, réalisé en plusieurs couches successives et compactées.

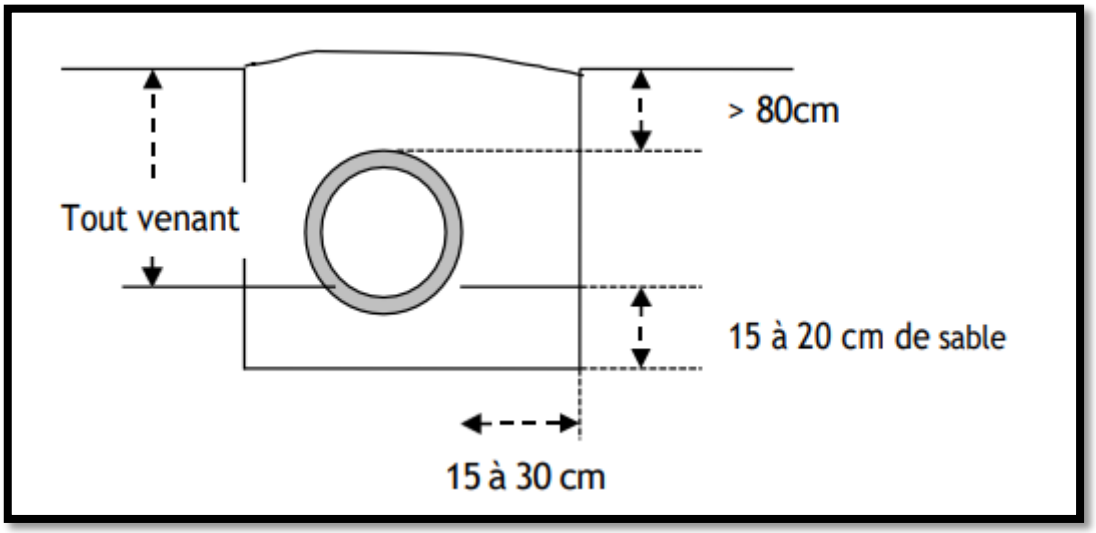


Figure VII.1 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

VII.2.5 Techniques d'assemblages des canalisations :

1-Soudage bout à bout :

Ce procédé consiste à chauffer simultanément les surfaces d'extrémité de deux conduites jusqu'à leur point de fusion, puis à les assembler sous pression contrôlée. Cette méthode permet d'obtenir une liaison monolithique, sans ajout de matériau, garantissant une continuité mécanique et hydraulique optimale de la conduite.

2-Electrosoudage :

Ce procédé d'assemblage consiste à insérer les extrémités des tubes en polyéthylène (PE) ou en polypropylène (PP) dans un raccord équipé de résistances intégrées. Lors du passage d'un courant électrique, ces résistances chauffent localement le matériau, provoquant sa fusion contrôlée. Après refroidissement, une soudure homogène, résistante à la pression et parfaitement étanche est obtenue, assurant une continuité structurelle du réseau.

VII.3 Accessoires du réseau d'AEP :

Les accessoires du réseau occupent une fonction essentielle au sein des réseaux d'Alimentation en Eau Potable (AEP). Ils permettent d'assurer la gestion hydraulique du système en contribuant au contrôle des débits, à la régulation des pressions, ainsi qu'à la protection des conduites et des équipements contre les surcharges, les coups de bélier et autres dysfonctionnements hydrauliques.

VII.3.1 Les robinets vannes :

Ces organes de sectionnement sont positionnés stratégiquement au niveau des nœuds du réseau afin de permettre l'isolement de tronçons spécifiques pour des opérations de maintenance, de réparation ou de régulation. Ils sont également utilisés pour moduler le débit dans les conduites. Leur conception se compose généralement des éléments suivants :

- **Corps de vanne** : constitué d'une enveloppe intégrant un fût principal (corps) et un couvercle (chapeau) assurant la fermeture de l'ensemble ;
- **Organe de fermeture** : dispositif interne mobile tel qu'un opercule, un clapet ou une membrane, servant à interrompre ou autoriser l'écoulement ;
- **Système de raccordement** : permet la liaison avec les conduites par des assemblages à brides, filetés ou soudés ;
- **Mécanisme de manœuvre** : actionné manuellement (volant, levier) ou automatiquement (motorisation), permettant le déplacement de l'obturateur ;
- **Systèmes d'étanchéité** : assurent la non-fuite à l'intérieur et à l'extérieur de l'appareil, généralement réalisés à l'aide de joints toriques, garnitures ou autres composants d'étanchéité.

Parmi les principaux types de vannes utilisés dans les réseaux AEP, on distingue :

a-Vanne à Opercule :

Il s'agit de dispositifs de coupure conçus pour assurer une ouverture ou une fermeture totale du passage. Comparativement aux vannes papillon, ces équipements présentent des dimensions plus importantes. Pour les grandes sections, l'installation de by-pass est préconisée afin d'équilibrer les pressions en amont et en aval de l'obturateur lors de son actionnement depuis une position fermée.

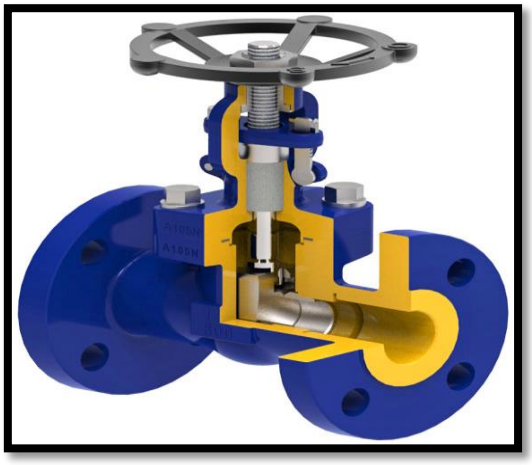


Figure VII.2 : Vanne à Opercule

b-Vanne Papillon :

Les vannes papillon sont utilisées à la fois pour l'isolement du fluide et la régulation des débits. Leur conception compacte et légère facilite l'installation et la maintenance. Elles se manœuvrent avec un couple relativement faible et génèrent des pertes de charge minimales lorsqu'elles sont entièrement ouvertes.



Figure VII.3 : Vanne Papillon

VII.3.2 Les clapets :

Ces dispositifs ont pour rôle de réguler un écoulement unidirectionnel. Ils sont fréquemment utilisés dans les stations de pompage afin de contrôler le passage du fluide entre les pompes et les organes de sectionnement. On les retrouve également sur les conduites de distribution. Certains modèles de clapets remplissent des fonctions complémentaires, telles que la limitation du débit ou le maintien d'un débit minimal.

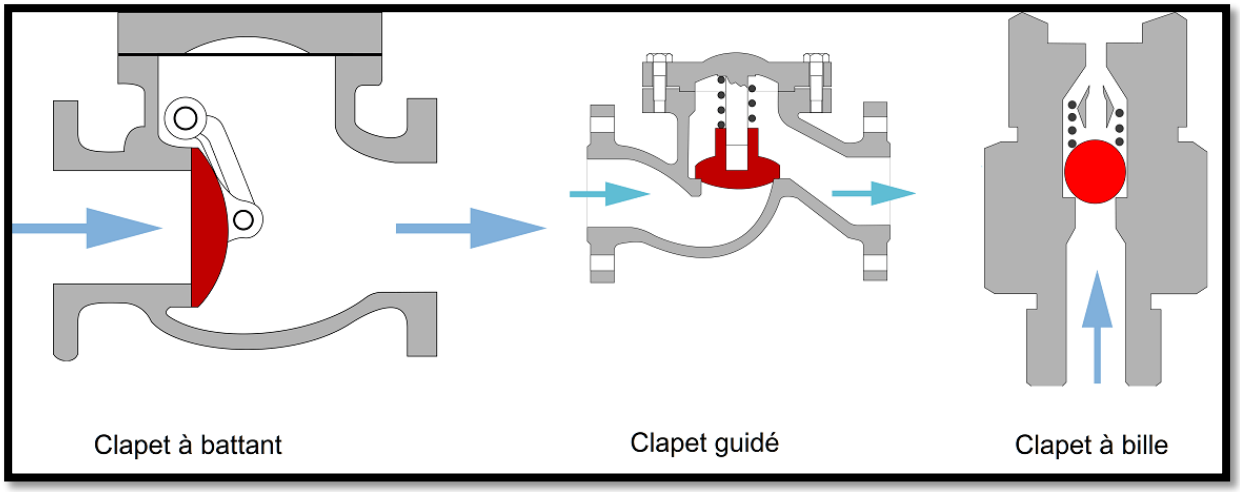


Figure VII.4 : Les types de clapets

VII.3.3 Les ventouses :

Les ventouses sont installées aux points hauts du réseau afin d'évacuer l'air accumulé, résultant notamment du dégazage de l'oxygène dissous dans l'eau. Elles sont généralement intégrées dans des regards facilement accessibles et doivent faire l'objet de contrôles périodiques afin de garantir leur bon fonctionnement.



Figure VII.5 : Ventouse

VII.3.4 Bouche et poteau d'incendie :

Les poteaux d'incendie sont raccordés à des conduites normalisées de 80, 100 ou 150 mm de diamètre et doivent garantir un débit minimal de 17 litres par seconde sous une pression de 1 bar. Leur implantation se fait le long des voiries, avec un espacement maximal de 200 mètres, réduit à 100 mètres dans les zones à risque élevé, afin d'assurer une intervention rapide des services de secours. Leur position est déterminée de manière stratégique pour limiter la longueur des branchements aux conduites principales. Après chaque utilisation, un dispositif de vidange permet l'évacuation de l'eau résiduelle afin de prévenir tout risque de gel.



Figure VII.6 : Le poteau d'incendie

VII.3.5 Les mesures du débit et de la pression :

1-Mesure de débit :

- **Débitmètres à organes déprimogènes :**

Les dispositifs les plus fréquemment employés dans les installations hydrauliques sont :

- Le diaphragme
- Le venturi
- La tuyère

Ce sont des dispositifs à perte de charge permettant la mesure de débit à l'aide d'un capteur de pression différentielle. Toutefois, leur précision devient nettement moins fiable lorsque le débit est faible.

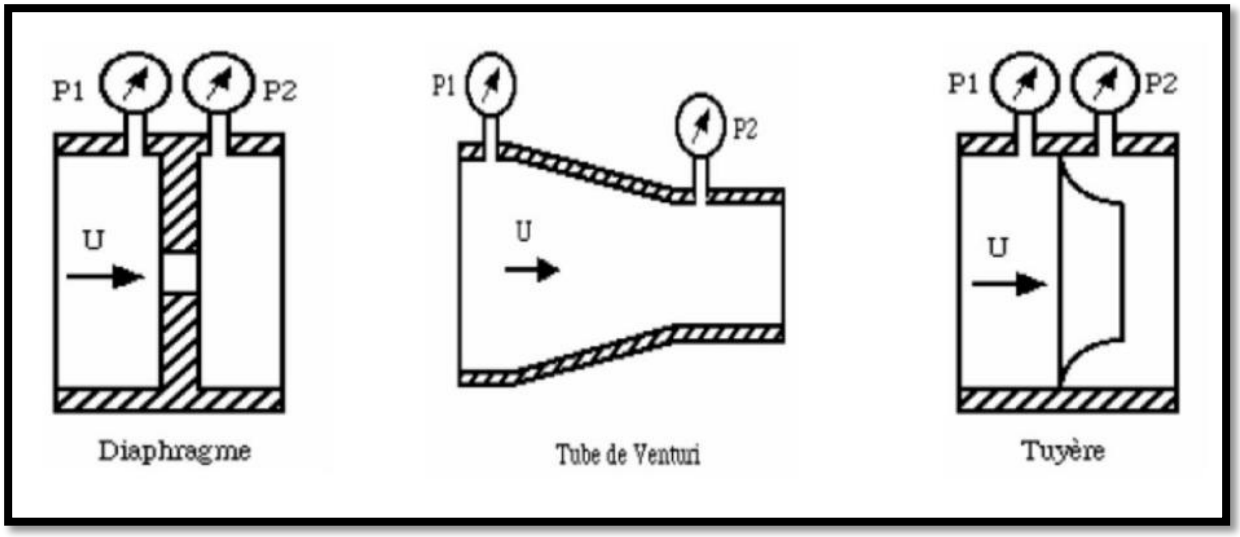


Figure VII.7 : Débitmètres à organes déprimogènes

- **Débimètres à ultrasons :**

L'émetteur ultrasonique détermine la vitesse d'écoulement du fluide en envoyant des impulsions sonores et en mesurant le temps nécessaire à leur parcours sur une distance définie L. Cette méthode repose sur l'analyse du temps de transit des ondes ultrasonores dans le fluide en mouvement.



Figure VII.8 : Débitmètres à ultrasons

2-Mesure de pression :

On mesure la pression à l'aide de différents types de manomètres :

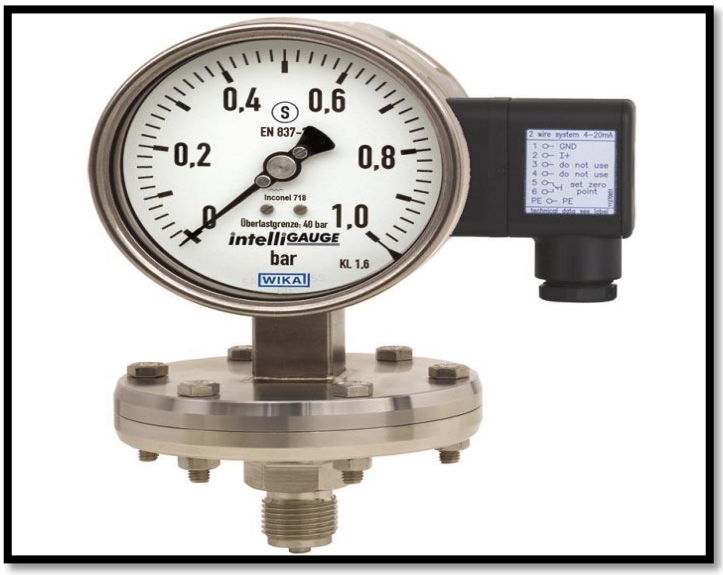
- Manomètre à soufflet
- Manomètre à capsule
- Manomètre à membrane



FigureVII.9 : Manomètre à soufflet



FigureVII.10 : Manomètre à capsule



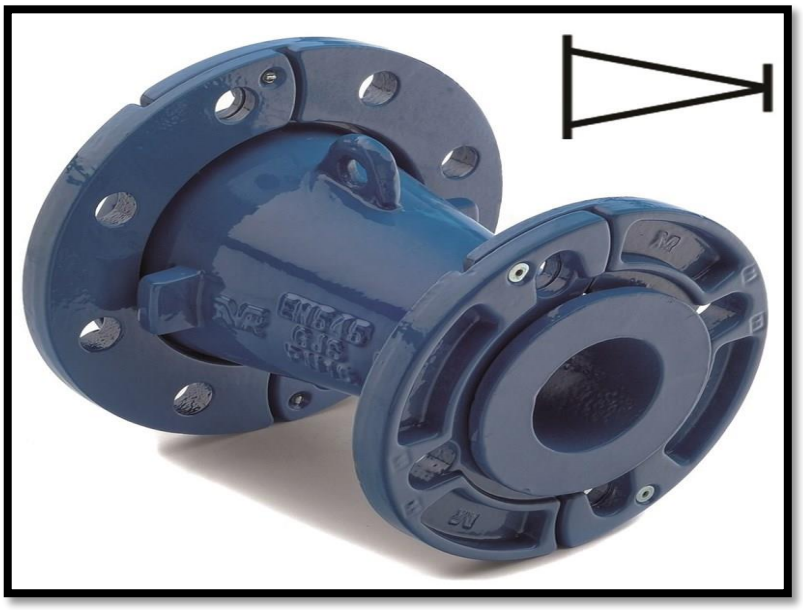
FigureVII.11 : Manomètre à membrane

IV.4 Les pièces spéciales et raccordements :

1-Les cônes :

Les cônes sont des éléments de transition indispensables dans les réseaux de canalisations, permettant l'adaptation entre des conduites de diamètres différents ou le raccordement d'équipements hydrauliques. Ils assurent une continuité hydraulique optimale, notamment en entrée et en sortie de pompes, en favorisant une transition progressive du fluide. On distingue principalement deux configurations techniques :

- **Cônes à double emboîtement**, facilitant un assemblage par raccord à emboitement à chaque extrémité.
- **Cônes à emboîtement et bride**, combinant un raccord par emboitement d'un côté et un raccordement par bride de l'autre, pour une fixation mécanique renforcée.



FigureVII.12 : Cône à bride

2-Les manchons :

Les manchons sont des composants de raccordement disponibles en plusieurs configurations, adaptées aux besoins spécifiques des réseaux hydrauliques. Ils peuvent être à extrémités lisses des deux côtés, à double emboîtement, à emboîtement simple avec une extrémité lisse, à double brides, à bride et extrémité lisse, ou encore à emboîtement et bride. Leur rôle principal est d'assurer l'assemblage mécanique et l'étanchéité entre différents éléments du réseau, notamment pour le montage de dispositifs tels que les robinets-vannes ou pour la réalisation de certains raccords dans les installations de distribution.



FigureVII.13 : Manchons réduit à compression

3-Les coudes :

Les coudes sont des composants de guidage utilisés pour modifier la direction des conduites dans les réseaux maillés ou ramifiés. Ils se déclinent principalement en deux configurations : à double emboîtement, ou avec un emboîtement et une extrémité lisse. Afin d'assurer leur stabilité et de reprendre les efforts mécaniques induits par la pression interne.



FigureVII.14 : Coude égal à compression

4-Les tés :

Ces dispositifs permettent soit l'extraction d'un débit à partir d'une conduite existante, soit l'injection d'un débit supplémentaire. On les retrouve fréquemment dans les réseaux maillés, ramifiés, ainsi que sur les conduites d'adduction lors de la réalisation de branchements (ou piquages).



FigureVII.15 : Té

5- Les croix de jonction :

Ces accessoires hydrauliques sont implantés dans le réseau pour permettre l'interconnexion de conduites disposées selon des axes orthogonaux, assurant ainsi la continuité hydraulique et la flexibilité du tracé des canalisations.



FigureVII.16 : Croix de jonction

VII.5 Conclusion :

Les pièces spéciales et les accessoires constituent des éléments indispensables à la fiabilité et à l'efficacité opérationnelle des réseaux de distribution d'eau potable. Ce chapitre a permis d'examiner une typologie variée de ces composants, en soulignant leur rôle dans l'intégration et l'optimisation du système d'alimentation. En outre, les procédés de mise en œuvre des canalisations retenus pour notre projet ont été détaillés, mettant en lumière les choix techniques adoptés.

Chapitre VIII : Organisation de chantier

VIII.1 Introduction :

L'organisation du chantier revêt une importance stratégique dans l'organisation globale des travaux. Elle repose sur une préparation rigoureuse incluant l'anticipation des besoins logistiques, l'élaboration d'un devis estimatif précis et la coordination des différentes phases d'exécution. L'objectif fondamental réside dans l'optimisation du déroulement des opérations, à travers une gestion efficiente des ressources humaines, des équipements et des matériaux, en vue d'atteindre les exigences de qualité, de délai et de maîtrise des coûts.

VIII.2 Définition de l'organisation de chantier :

L'organisation d'un chantier requiert une planification rigoureuse des ressources nécessaires, qu'il s'agisse du personnel, des équipements ou des matériaux, tout en définissant un rythme d'exécution adapté afin d'en optimiser l'utilisation. Cette démarche vise à concilier efficacité, qualité d'exécution et maîtrise des coûts. À titre d'exemple, la mobilisation de matériaux tels que le ciment, le sable, le gravier et l'acier constitue une condition fondamentale pour la réalisation d'ouvrages en béton armé, dont les coûts doivent être préalablement évalués. Toutefois, cette estimation demeure complexe, car elle nécessite des ajustements continus en fonction des aléas techniques, logistiques et économiques rencontrés au cours de l'avancement du projet.

VIII.3 Réalisation du réseau d'AEP :

La mise en œuvre des travaux sur les chantiers de construction des réseaux d'alimentation en eau potable nécessite l'exécution d'un ensemble d'opérations techniques, couvrant diverses étapes clés du processus de réalisation, telles que :

- Implantation des tracés des tranchées.
- Excavation des tranchées.
- Aménagement du lit de pose des conduites (sable).
- Pose des conduites.
- Epreuve des joints et de canalisations (essais de pression et d'étanchéité).
- Recouvrement des conduites (sable).
- Remblaiement de la tranchée.

VIII.3.1 Implantation des tracés sur le terrain :

a-Matérialisation :

La matérialisation de l'axe de la tranchée sur le terrain s'effectue par l'implantation de jalons alignés en ligne droite, généralement espacés de 50 mètres. Cette opération repose sur le relevé

des distances à partir de repères fixes ou de bornes topographiques, conformément aux données du plan. Ce procédé permet de définir avec précision l'orientation de l'axe ainsi que la localisation exacte de ses extrémités.

b- Le nivellement :

Le nivellement constitue une opération fondamentale pour la caractérisation du relief d'un terrain, en déterminant l'altitude relative de plusieurs points par rapport à un plan de référence, appelé plan de comparaison. Sur un terrain à pente régulière, il permet de mesurer les différences d'altitude entre les points relevés. En présence d'obstacles perturbant les visées directes, le levé altimétrique est réalisé selon un itinéraire adapté, garantissant la continuité des mesures. Cette méthode, associée à des calculs appropriés, permet de déterminer avec exactitude la cote altimétrique de chaque point ainsi que la profondeur requise de la tranchée à chaque station, facilitant ainsi l'évaluation des volumes à excaver ou à remblayer lors des travaux de terrassement.

VIII.3.2 Excavation des tranchées :

L'opération d'excavation, généralement réalisée par des moyens mécaniques, vise à atteindre une profondeur minimale de 0,80 m, condition nécessaire pour préserver la température de l'eau distribuée et éviter toute interférence avec les réseaux d'assainissement. La largeur de la tranchée est adaptée en fonction du diamètre des conduites, avec un dépassement standard d'environ 15 cm de chaque côté afin de faciliter les interventions. Par ailleurs, des élargissements localisés, appelés *niches*, sont aménagés à l'emplacement des raccords pour permettre l'assemblage des tuyaux. Trois paramètres fondamentaux doivent être déterminés au préalable :

- La profondeur de tranchée (Htr)
- La largeur utile de la fouille (b)
- L'intervalle requis pour l'installation de la cavalière

VIII.3.3 Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la mise en place des conduites, plusieurs opérations préalables sont indispensables afin d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage :

- L'élimination des blocs rocheux ou des éléments grossiers issus des déblais, afin d'éviter tout risque de chute sur la canalisation susceptible de l'endommager.
- Le nivellement soigné du fond de la tranchée, permettant de garantir une répartition homogène des efforts, notamment aux zones de changement de pente.

- La préparation d'un lit de pose homogène et bien compacté, constitué d'une couche de sable ou de terre meuble d'environ 10 cm d'épaisseur, en fonction de la nature du sol, afin d'assurer un appui continu et sans contrainte pour la conduite.

VIII.3.4 Pose des conduites :

La pose des conduites suit une série d'étapes techniques rigoureuses visant à garantir la qualité de l'installation et la pérennité du réseau :

- **Tri préalable des conduites :** Les éléments endommagés, notamment ceux présentant des chocs ou des fissures, sont systématiquement écartés afin de prévenir toute défaillance ultérieure.
- **Mise en place des conduites :** Pour les conduites de grand diamètre, le recours à un équipement de levage adapté est nécessaire afin d'assurer une manipulation sécurisée et sans contrainte.
- **Contrôle de l'alignement :** L'alignement horizontal et vertical est vérifié régulièrement à l'aide de nivelettes et de visées topographiques, généralement tous les 80 mètres, afin de maintenir la précision du tracé.
- **Stabilisation des conduites :** Les tuyaux sont soigneusement calés à l'aide de sable ou de terre meuble, en veillant à exclure tout matériau grossier ou pierreux susceptible d'exercer des pressions ponctuelles.
- **Protection temporaire :** Lors des interruptions du chantier, les extrémités des conduites sont obturées à l'aide de tampons hermétiquement fixés, afin d'éviter toute intrusion de débris ou de matières étrangères.

VIII.4 Les opérations pour la réalisation du réseau :

La construction suit une séquence d'opérations méthodiques visant à assurer la qualité et la durabilité de l'ouvrage. Les principales étapes sont les suivantes :

- **Décapage de la couche superficielle :** Cette phase consiste à retirer la végétation, les matériaux organiques ou le revêtement de surface, afin de dégager la zone d'implantation de la tranchée.
- **Excavation de la tranchée :** Réalisation de la fouille selon les dimensions spécifiées dans les plans d'exécution, en tenant compte de la profondeur et de la largeur nécessaires pour accueillir les conduites et leurs accessoires.

- **Mise en place du lit de pose :** Une couche de sable, soigneusement répartie et compactée, est déposée au fond de la tranchée pour former un lit de pose uniforme, garantissant un appui continu et stable des conduites.
- **Pose des conduites :** Les éléments de canalisation sont installés avec précision sur le lit de sable, en respectant l'alignement, la pente et les conditions de calage définies.
- **Remblaiement de la tranchée :** Après la vérification de la mise en place des conduites, la tranchée est remblayée en couches successives, à l'aide de matériaux appropriés, tout en assurant un compactage progressif pour éviter tout tassement ultérieur.

VIII.4.1 Calcul de la profondeur de la tranchée :

$$Htr = D + e + Hmin \ (m) \quad \text{.....VIII. 1}$$

Avec :

- Htr : la profondeur de la tranchée (m).
- e : épaisseur de lit du pose, elle varie de 10 à 30 cm, on choisit (e =0.15m)
- Hmin : distance verticale au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, elle varie de 80 à 120 cm, on choisit (Hmin= 1m).
- D : diamètre de la conduite (m).

VIII.4.2 Calcul de la largeur de la tranchée :

$$b = D + (0{,}3 \times 2) \ (m) \quad \text{……..VIII.2}$$

Avec :

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

VIII.4.3 Calcul le volume de Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron :

$$V_{déc} = b \times h \times L \ (m) \quad \text{.....VIII. 3}$$

Avec :

- b : largeur de la tranchée (m).
- h : hauteur de la couche (h=0.1m).
- L : longueur totale des tranchées (m).

Les tableaux suivant donnent les volumes de décapage pour le réseau de distribution et le réseau d'adduction :

Tableau VIII.1 : Calcul du volume de décapage (réseau de distribution)

D	D	L	b	h	$V_{décapage}$
mm	m	m	m	m	m^3
32	0,032	2214,04	0,632	0,1	139,93
40	0,04	2119,52	0,64	0,1	135,65
50	0,05	740,19	0,65	0,1	48,11
63	0,063	371,72	0,663	0,1	24,65
75	0,075	776,4	0,675	0,1	52,41
90	0,09	589,5	0,69	0,1	40,68
110	0,11	216,04	0,71	0,1	15,34
125	0,125	230,86	0,725	0,1	16,74
140	0,14	441,3	0,74	0,1	32,66
160	0,16	297,1	0,76	0,1	22,58
180	0,18	58,39	0,78	0,1	4,55
Volume de décapage total					533,28

Tableau VIII.2 : Calcul du volume de décapage (réseau d'adduction)

D	D	L	b	h	$V_{décapage}$
mm	m	m	m	m	m^3
110	0,11	2800	0,71	0,1	198,8
Volume de décapage total					198,8

VIII.4.4 Calcul du volume de déblai :

Le volume de déblai correspond à la quantité de matériau extrait lors de l'excavation de la tranchée. Il est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$V_{déblai} = b \times Htr \times L\ (m^3) \quad \text{.....VIII.4}$$

Avec :

- $V_{déblai}$: volume de déblai (m^3).
- L : la langueur de la tranche.

- Htr : la profondeur de la tranchée (m).
- b : largeur de la tranchée (m).

Les tableaux suivant donnent le volume de déblai pour le réseau de distribution et le réseau d'adduction :

Tableau VIII.3 : Calcul du volume de déblai (réseau de distribution)

D	D	L	Htr	b	$V_{déblai}$
mm	m	m	m	m	m^3
32	0,032	2214,04	1,182	0,632	1653,94
40	0,04	2119,52	1,19	0,64	1614,23
50	0,05	740,19	1,2	0,65	577,35
63	0,063	371,72	1,213	0,663	298,94
75	0,075	776,4	1,225	0,675	641,99
90	0,09	589,5	1,24	0,69	504,38
110	0,11	216,04	1,26	0,71	193,27
125	0,125	230,86	1,275	0,725	213,40
140	0,14	441,3	1,29	0,74	421,26
160	0,16	297,1	1,31	0,76	295,79
180	0,18	58,39	1,33	0,78	60,57
Volume de déblai total					6475,12

Tableau VIII.4 : Calcul du volume de déblai (réseau d'adduction)

D	D	L	Htr	b	$V_{déblai}$
mm	m	m	m	m	m^3
110	0,11	2800	1,26	0,1	352,8
Volume de déblai total					352,8

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

$$V_{Lit\ de\ sable} = \sum bi \times e \times Li\ (m^3) \quad \text{.....VIII.5}$$

Avec :

- L : longueur de la tranchée (m).
- e : épaisseur de lit de sable (e = 0.15 m).
- b : largeur de la tranchée (m)

Les tableaux suivant donnent le volume de sable pour le lit de pose pour le réseau de distribution et le réseau d'adduction :

Tableau VIII.5 : Calcul du volume de lit de sable (réseau de distribution)

D	D	L	e	b	$V_{Lit\ de\ sable}$
mm	m	m	m	m	m^3
32	0,032	2214,04	0,15	0,632	209,89
40	0,04	2119,52	0,15	0,64	203,47
50	0,05	740,19	0,15	0,65	72,17
63	0,063	371,72	0,15	0,663	36,97
75	0,075	776,4	0,15	0,675	78,61
90	0,09	589,5	0,15	0,69	61,01
110	0,11	216,04	0,15	0,71	23,01
125	0,125	230,86	0,15	0,725	25,11
140	0,14	441,3	0,15	0,74	48,98
160	0,16	297,1	0,15	0,76	33,87
180	0,18	58,39	0,15	0,78	6,83
Volume de lit de sable total					799,92

Tableau VIII.6 : Calcul du volume de lit de sable (réseau d'adduction)

D	D	L	e	b	$V_{Lit\ de\ sable}$
mm	mm	m	m	m	m^3
110	0,11	2800	0,15	0,1	42
Volume de lit de sable total					42

VIII.4.6 Calcul du remblaiement des tranchées :

$$V_{remblai} = V_{déblai} - V_c - V_{Lit\ de\ sable}\ (m^3) \quad \text{VIII.6}$$

Avec :

- $V_{remblai}$: volume de remblai (m^3).
- $V_{déblai}$: volume de déblai (m^3).
- $V_{Lit\ de\ sable}$: volume de lit de sable (m^3).
- Vc : volume de conduite (m^3).

Avec : $$V_c = \frac{\pi \times D^2}{4} \times L \quad \text{VIII.7}$$

- D : diamètre de la conduite (m).
- L : longueur de la conduite (m).

Les tableaux suivant donnent le volume du remblai pour le réseau de distribution et le réseau d'adduction :

Tableau VIII.7 : Calcul du volume des remblais (réseau de distribution)

D	D	L	$V_{déblai}$	$V_{Lit\ de\ sable}$	V_c	$V_{remblai}$
mm	mm	m	m^3	m^3	m^3	m^3
32	0,032	2214,04	1653,94	209,89	1,78	1442,27
40	0,04	2119,52	1614,23	203,47	2,66	1408,09
50	0,05	740,19	577,35	72,17	1,45	503,73
63	0,063	371,72	298,94	36,97	1,16	260,82
75	0,075	776,4	641,99	78,61	3,43	559,95
90	0,09	589,5	504,38	61,01	3,75	439,61
110	0,11	216,04	193,27	23,01	2,05	168,21
125	0,125	230,86	213,40	25,11	2,83	185,46
140	0,14	441,3	421,26	48,98	6,79	365,49
160	0,16	297,1	295,79	33,87	5,97	255,95
180	0,18	58,39	60,57	6,83	1,49	52,26
Volume du remblai total						5641,84

Tableau VIII.8 : Calcul du volume des remblais (réseau d'adduction)

D	D	L	$V_{déblai}$	$V_{Lit\ de\ sable}$	V_c	$V_{remblai}$
mm	mm	m	m^3	m^3	m^3	m^3
110	0,11	2800	352,8	42	26,61	284,19
Volume du remblai total						284,19

VIII.4.7 Calcul du réservoir :

On a projeté un réservoir semi-enterré d'une capacité de 500 m^3 avec les caractéristiques suivantes :

- Un diamètre intérieur de 10 m et une hauteur de 8,4 m.
- La profondeur d'excavation est de 2 m.
- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre).
- L'épaisseur du lit de tout venant est de 0,3 m.
- L'épaisseur du béton de propreté est de 0,15 m.
- L'épaisseur du radier du réservoir est de 0,45 m.
- L'épaisseur du voile du réservoir est de 0,25 m.
- La ceinture supérieure est de section rectangulaire 0,45*0,35 m^2.
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m.
- L'acrotère à 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur.
- La chambre de manœuvre aura les dimensions suivantes :
  - La longueur est de 8 m.
  - La largeur est de 6 m.
  - La hauteur est de 4 m.
- Les murs enterrés sont en béton armé de 0,25 m d'épaisseur sur une profondeur de 2m.
- La dalle de à 0,15 m d'épaisseur repose sur 6 poteaux et 3 ceintures.
- Les poteaux sont de forme carrée (0,3*0,3 m^2) et les ceintures de forme rectangulaire (0,3*0,45 m^2).

VII.4.7.1 Le diamètre extérieur :

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

Avec :

- D_{int} : diamètre intérieur.
- B : épaisseur de la paroi.

Calcul : $D_{ext} = 10 + (2 \times 0.4) = 10.8$ m

VIII.4.7.2 Volume de décapage :

$$V_{décapage} = \left(\left(\frac{\pi \times Dext^2}{4}\right) + (L_{exc} \times l_{exc})\right) \times e_{décapage} \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{.....VIII.9}$$

Avec :

- $V_{décapage}$: volume total des décapages (m^3).
- D_{ext} : diamètre extérieure (m).
- L_{exc} : longueur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m).
- l_{exc} : largeur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m).
- $e_{décapage}$: épaisseur de décapage (m) (e = 0.2 m).

Le tableau suivant récapitule le calcul du volume de décapage :

Tableau VIII.9 : Volume de décapage de réservoir projeté

	D_{int} (m)	D_{ext} (m)	L_{exc} (m)	l_{exc} (m)	$e_{déc}$ (m)	$V_{décapage}$ (m^3)
Réservoir projeté	10	10,8	8	6	0,2	27,92

VII.4.7.3 Volume total des déblais :

C'est la somme des volumes des déblais des réservoirs et de leurs chambres de manœuvre.

$$V_{déblai\ total} = \left(\left(\frac{\pi \times Dext^2}{4}\right) + (L_{exc} \times l_{exc})\right) \times h_{exc} \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{.....VIII.10}$$

Avec :

- $V_{déblai\ total}$: volume total des déblais (m^3).
- D_{exc} : diamètre extérieure (m).
- L_{exc} : longueur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m).
- l_{exc} : largeur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m).
- h_{exc} : profondeur d'excavation (m) (h_{exc}=2m).

Tableau VIII.10 : Volume de déblai de réservoir projeté

	D_{int} (m)	D_{ext} (m)	L_{exc} (m)	l_{exc} (m)	h_{exc} (m)	$V_{déblais}$ (m^3)
Réservoir projeté	10	10,8	8	6	2	279,22

VIII.4.7.4 Volume de tout venant :

La formule suivante permettra de déterminer le volume du tout-venant :

$$V_{tout\ venant} = \frac{\pi \times Dexc^2}{4} \times h_{tv}\ (m^3) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots VIII.11$$

Avec :

- $V_{tout\ venant}$: volume du tout-venant (m^3).
- h_{tv}: épaisseur de la couche du tout-venant (m) (= 0,3 m).
- D_{exc}: diamètre d'excavation (D_{ext} + 2) (m).

Tableau VIII.11 : Volume de tout venant de réservoir projeté

	D_{exc} (m)	h_{tv} (m)	$V_{tout\ venant}$ (m^3)
Réservoir projeté	12,8	0,3	38,60

VIII.4.7.5 Volume de béton de propreté :

Le volume du béton de propreté est calculé par la formule suivante :

$$V_{béton\ de\ propreté} = \frac{\pi \times Dbp^2}{4} \times e_{bp}\ (m^3) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots VIII.12$$

Avec :

- $V_{béton\ de\ propreté}$: volume du béton de propreté (m^3).
- D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m) (D_{bp}= D_{ext} + 1).
- e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m) (e_{bp} = 0,15 m).

Tableau VIII.12 : Volume de béton de propreté de réservoir projeté

	D_{ext} (m)	D_{bp} (m)	$V_{béton\ de\ propreté}$ (m^3)
Réservoir projeté	10,8	11,8	16,40

VIII.4.7.6 Volume du béton armé :

Les éléments constitutifs du réservoir réalisés en béton armé comprennent les structures suivantes :

- Radier de réservoir.
- Voile de réservoir.
- Voile de la chambre de manœuvre.
- Ceintures supérieures de réservoir.
- Coupole de réservoir.
- Poteaux de la chambre de manœuvre.
- Ceintures de la chambre de manœuvre.
- Chape de la chambre de manœuvre.
- Dalle de la chambre de manœuvre.
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre.

Les composantes du réservoir présentant une géométrie circulaire sont évaluées à l'aide de la formule appropriée au calcul des volumes ou surfaces des éléments de révolution.

$$V_{\text{béton armé}}=\frac{\pi \times (Dext^2 - Dint^2)}{4} \times H(m^3) \quad \text{.....VIII.12}$$

Avec :

- Dext : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m).
- Dint : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m).
- H : hauteur de l'élément du réservoir (m).

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau :

Tableau VIII.13 : Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	Dext	Dint	H	$V_{\text{béton armé}}$
	mm	mm	m	m^3
Radier	10,8		0,45	41,22
Voiles	10,2	9,8	8,4	52,78
Ceintures supérieures	10,2	9,8	0,5	3,14
Acrotères	10,2	9,8	0,3	1,88
Total				99,02

VIII.4.7.8 Calcul du volume de béton armé de la coupole :

On calcule le rayon de la coupole en utilisant la formule suivante :

$$R_{moy}=\frac{f^2+(\frac{D}{2})^2}{2\times f}(m)\text{.....VIII.13}$$

Avec :

- R : rayon de la coupole (m).
- D : diamètre du réservoir (m) (D = 14 m).
- f : flèche de la coupole (m) (f =1,5 m).

On calcule le volume du béton armé de la coupole en utilisant la formule suivante :

$$V_{BA\ Coupole}= 2\times R \times \pi \times f\times e_c\ (m^3)\text{.....VIII.14}$$

Avec :

- Vc : volume du béton armé de la coupole (m^3).
- e_c : épaisseur de la coupole (m) (ec = 0,15 m).

Tableau VIII.14 : Calcul du volume du béton armé pour la coupole du réservoir

	D(m)	R_{moy} (m)	V_c (m)
Réservoir projeté	10,8	9,08	12,84

Le volume total du béton armé de réservoir est :

$$V_{tot} = V_{béton\ armé\ du\ réservoir} + V_{Coupole}$$

$$V_{tot} = 99,02 + 12,84$$

$$V_{tot} = 111,86\ m^3$$

On le majore à 112 m^3.

VIII.3.7.9 Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume de remblai compacté correspond à l'espace résiduel, après la mise en œuvre du béton armé des voiles, compris entre les parois extérieures de ces derniers et les limites de l'excavation.

$$V_{remblai}=\frac{\pi \times (Dexc^2 - Dext^2)}{4} \times h_{exc}\ (m^3) \text{.....VIII.15}$$

Avec :

- $V_{remblai}$: Volume du remblai compacté en (m^3).
- D_{ext} : Diamètre extérieur du réservoir en (m).
- h_{exc} : Profondeur d'excavation en (m).
- D_{exc} : diamètre d'excavation (m).

Tableau VIII.15 : Calcul du volume du remblai compacté

	D_{int} (m)	D_{ext} (m)	D_{exc} (m)	h_{exc} (m)	$V_{remblai}$ (m^3)
Réservoir projeté	10	10,8	12,8	2	74,14

VIII.5 Devis estimatif et quantitatif :

Cette évaluation vise à mesurer et à recenser l'ensemble des opérations effectuées sur le terrain dans le cadre de la mise en œuvre du projet. Les volumes obtenus sont ensuite valorisés à partir des prix unitaires de référence, permettant ainsi de déterminer une estimation générale du coût des travaux. La synthèse des résultats de ces calculs est présentée dans le tableau ci-après :

Tableau VIII.16 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant total (DA)
Décapage	m^3	732,08	1000,00	732080,00
Déblai en terrain	m³	6827,92	300,00	2048376,00
Lit de sable 15 cm	m³	841,92	1300,00	1094496,00
Remblaiement de la tranchée	m³	5926,03	600,00	3555618,75
Conduites PEHD PN10				
Ø32	mm	2214,04	64,47	142739,16
Ø40		2119,52	97,69	207055,91
Ø50		740,19	150,53	111420,80
Ø63		371,72	238,48	88647,79
Ø75		776,4	338,61	262896,80
Ø90		589,5	446,8	263388,60
Ø110		216,04	665,64	143804,87
Ø125		230,86	843,99	194843,53
Ø140		441,3	1500,00	661950,00
Ø160		297,1	1382,45	410725,90
Ø180		58,39	1750,32	102201,18
Conduite PEHD PN16				
Ø110	mm	2800	962,02	2693656,00
Réservoir				
Décapage	m³	27,92	1000,00	27920,00
Déblais	m³	279,22	300,00	83766,00
Tout venant	m³	38,6	1200,00	46320,00
Béton de propreté	m³	16,4	13000,00	213200,00
Béton armé	m³	111,86	55000,00	6152300,00
Remblai compacté	m³	74,14	500,00	37070,00
SOMME				19274477,28
TVA 19 %				3662150,683
TOTAL				22936627,96

Le coût total de ce projet est estimé à « **Vingt-deux millions neuf cent trente-six mille six cent vingt-sept dinars et quatre-vingt-seize centimes** »

VIII.6 Planification des travaux :

Avant toute mise en œuvre sur le chantier, une planification rigoureuse s'avère indispensable. Cette étape préparatoire repose sur une analyse préalable permettant d'organiser de manière optimale la main-d'œuvre et les ressources disponibles. Différentes approches peuvent être mobilisées, parmi lesquelles la méthode du chemin critique (CPM), qui modélise les tâches sous forme de nœuds reliés par des flèches représentant leur séquence temporelle, ou encore la méthode graphique. L'objectif fondamental de cette planification est de garantir l'exécution ordonnée des activités, dans les délais impartis et avec une définition claire des tâches et de leur durée, tout en maximisant l'efficacité des ressources et en maîtrisant les coûtsVIII.7 Définition des tâches et leurs durées :

VIII.7.1 Réseau de distribution et d'adduction :

Le tableau VIII.17 récapitule les différentes opérations liées à la mise en œuvre du réseau d'adduction et de distribution, accompagnées de leurs durées d'exécution respectives.

Tableau VIII.17 : Temps de réalisation des réseaux de distribution et d'adduction

Notation	Opération	Durée (j)
A	Décapage de la terre végétale	30
B	Exécution des tranchées du réseau et des fouilles pour les regards	55
C	Pose de lit de sable	25
D	Pose des conduites	50
E	Montage et raccordement des conduites	40
F	Essais d'étanchéités	30
G	Remblayage des trachées	25
H	Nivellement et compactage	15

Le tableau suivant présente, pour chaque opération du chantier, les tâches préalables nécessaires ainsi que celles qui en constituent les étapes ultérieures.

Tableau VIII.18 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier

Opération	Précède	Succède
A	-	B
B	A	C
C	B	D, E
D	C	E
E	C	E
F	E	G
G	F	H
H	G	-

Détermination du chemin critique :

Les principaux paramètres nécessaires à l'application de la méthode du Chemin Critique (CPM) sont les suivants :

- **Tr (temps de réalisation)** : durée prévue pour l'exécution d'une tâche.
- **DCP (date de commencement au plus tôt)** : instant le plus précoce auquel une tâche peut débuter.
- **DFP (date de fin au plus tôt)** : instant le plus précoce auquel une tâche peut s'achever, déterminé par la relation $DFP = DCP + Tr$.
- **DCPP (date de commencement au plus tard)** : instant le plus tardif possible pour démarrer une tâche sans perturber l'échéancier global, calculé par
  $DCPP = DFPP – Tr$.
- **DFPP (date de fin au plus tard)** : échéance maximale à laquelle une tâche doit être terminée pour ne pas retarder l'ensemble du projet.
- **MT (marge totale)** : intervalle de flexibilité dont dispose une tâche entre son achèvement au plus tôt et au plus tard. »

Chemin critique :

Le chemin critique correspond à la succession des opérations présentant une marge totale nulle ; il détermine ainsi la durée totale du projet (DTP).

La figure VIII.1 présente le schéma en réseau de nœuds, intégrant le calcul du temps requis pour l'exécution complète du système d'adduction et de distribution :

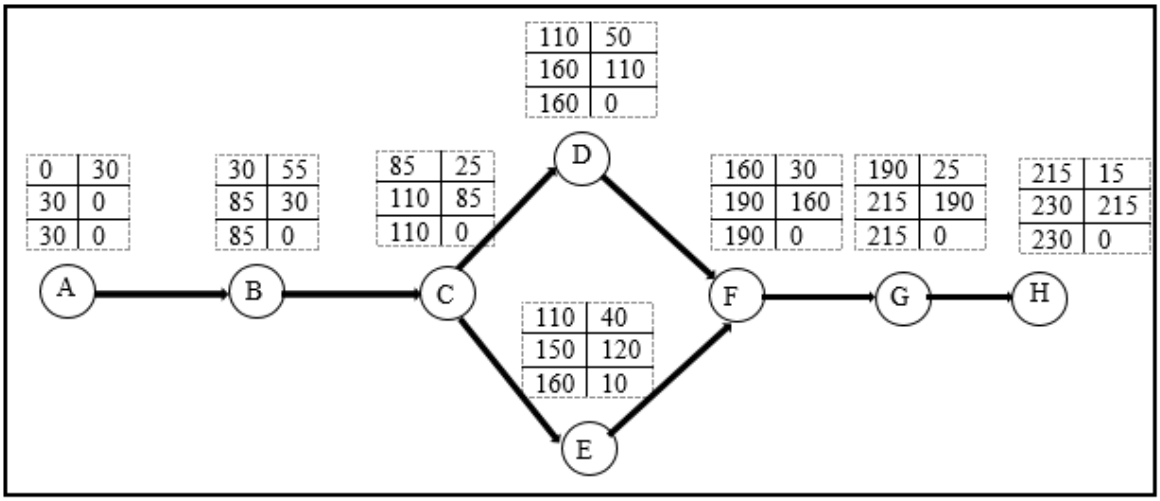


Figure VIII.1 : Schéma en réseau de nœuds et estimation de la durée de réalisation du système d'adduction et de distribution

On interprète que :

- DTP = 230 jours
- Chemin critique : A-B-C-D-F-G-H

VIII.7.3 Le réservoir :

Les opérations relatives à la mise en œuvre du réservoir, ainsi que leurs durées respectives, sont présentées dans le tableau VIII.19 :

Tableau VIII.19 : Temps de réalisation du réservoir

Notation	Opération	Durée (j)
A	Décapage	1
B	Excavation	2
C	Pose de tout venant	3
D	Collage du béton de propreté	2
E	Collage du béton armé de radier	20
F	Collage du béton armé de la voile du réservoir	15
G	Collage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir	10
H	Collage du béton armé de la coupole	25
I	Remblayage et compactage	3
J	Maçonnerie et finition générale	10
K	Nettoyage	3

Les tâches qui précèdent et les tâches qui succèdent pour chaque opération sur le chantier sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.20 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier

Opération	Précède	Succède
A	-	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E
E	D	F
F	E	G
G	F	H
H	G	I, J
I	H	K
J	H	K
K	I, J	-

La figure VIII.2 illustre le schéma du réseau à nœuds, accompagné du calcul du temps nécessaire à la réalisation du réseau d'adduction et de distribution :

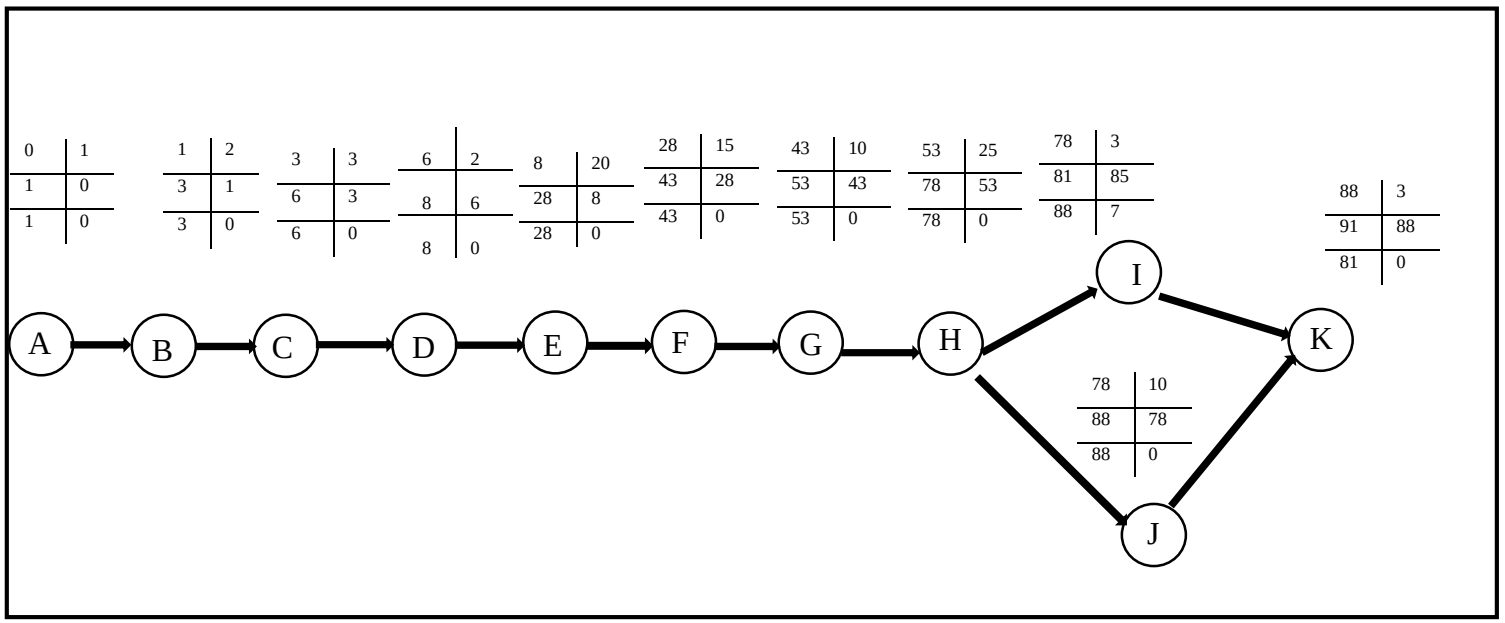


Figure VIII.2 : Réseau a nœud et calcul du temps de réalisation du réservoir

On trouve que :

- DTP = 91 jours
- Chemin critique : A-B-C-D-E-F-G-H-J-K

VIII.8 Protection et sécurité sur les chantiers :

La sécurité constitue un enjeu central dans toute opération de travaux publics, en particulier dans le secteur de l'hydraulique et de l'alimentation en eau potable. L'objectif premier est de limiter au maximum les risques d'accidents et d'en atténuer les conséquences.

Chaque étape d'un projet hydraulique comporte des dangers potentiels :

- Les travaux de terrassement pour la pose des conduites, des réservoirs ou des stations de pompage ;
- La réalisation de forages, depuis le creusement jusqu'aux essais de pompage ;
- Les opérations de génie civil (ferraillage, coffrage, bétonnage, etc.).

Il revient donc aux ingénieurs et responsables de chantier d'intégrer des mesures de sécurité dès la phase de conception et de les appliquer rigoureusement durant toute la durée d'exécution des travaux.

VIII.9 Origines des accidents de travail :

Les incidents sur les chantiers hydrauliques trouvent généralement leur cause dans deux facteurs principaux : **l'élément humain** et **les facteurs matériels**.

Les causes humaines incluent notamment :

- Manque de vigilance ou défaut de supervision ;
- Fatigue physique ou surcharge mentale du personnel ;
- Organisation défaillante ou manque de coordination ;
- Mauvaise anticipation des risques et erreurs de jugement ;
- Rythme de travail inadapté aux conditions réelles du terrain.

Les causes matérielles, quant à elles, sont liées à :

- Utilisation incorrecte ou non conforme des machines et équipements ;
- Propriétés particulières ou fragilités des matériaux employés ;
- Complexité des travaux nécessitant une technicité élevée ;
- Défaillances mécaniques, électriques ou électromécaniques.

Ainsi, la gestion des risques doit être continue et s'appuyer sur une prévention systématique tout au long du projet.

VIII.10 Comportements dangereux fréquemment observés :

Parmi les pratiques à haut risque identifiées sur les chantiers, on retrouve :

- La désactivation des dispositifs de sécurité intégrés aux engins ;
- Le travail en hauteur sans protection adéquate ;
- Le non-port ou le port inadapté des équipements de protection individuelle (EPI) ;
- L'usage imprudent de machines en fonctionnement ou d'installations sous pression
- L'emploi incorrect d'outils manuels ou mécaniques ;
- L'exécution de tâches non autorisées ou non signalées ;
- Les postures de travail inappropriées provoquant blessures ou troubles musculo-squelettiques ;
- L'adoption d'un rythme de travail trop rapide, réduisant la vigilance.

VIII.11 Stratégies de prévention des risques

1-Équipements de protection individuelle (EPI) :

La première barrière contre les accidents réside dans le port systématique d'EPI adaptés : casque, gants, chaussures de sécurité, gilet fluorescent, lunettes de protection, etc. Chaque intervenant doit disposer d'un équipement complet et en bon état.

2- Dispositifs de sécurité collectifs et organisationnels :

En complément des EPI, plusieurs mesures doivent être mises en place :

- Sécuriser les tranchées et fouilles par une signalisation visible de jour comme de nuit ;
- Informer la population riveraine et vérifier la stabilité du sol avant toute excavation
- Maintenir des distances de sécurité lors de l'utilisation d'outils manuels afin d'éviter les accidents par mouvements croisés.

VIII.12- Choix des engins de terrassement :

Pour garantir à la fois rapidité, efficacité et réduction des coûts, le recours à des engins adaptés est indispensable. Les principaux équipements retenus sont :

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

VIII.12.1 Pelle hydraulique :

La pelle hydraulique est un engin incontournable sur les chantiers de terrassement en raison de sa souplesse d'utilisation. Elle peut recevoir plusieurs types de godets, ce qui la rend adaptée aussi bien aux travaux de surface qu'aux excavations profondes. On distingue notamment :

- **Le godet classique**, utilisé pour le chargement de matériaux en tas ;
- **Le godet rétro**, destiné aux fouilles profondes et à l'ouverture de tranchées ;
- **Le godet de nivellement**, pratique pour les travaux de finition et de décapage.

Dans le cadre de ce projet, l'usage d'une pelle équipée d'un **godet rétro** est prévu, car cet accessoire est le mieux adapté aux besoins de creusement des tranchées destinées à accueillir les canalisations.

VIII.12.2 Bulldozer :

Le bulldozer est un engin lourd conçu pour déplacer rapidement de grandes quantités de terre ou de roches. Sa lame frontale, droite ou orientable selon le modèle, en fait un outil particulièrement efficace pour les tâches de **décapage, nivellement et déblaiement**. Sa capacité à travailler sur des terrains difficiles en fait un choix stratégique pour préparer le sol avant les étapes de construction et de pose des conduites.

VIII.12.3 Chargeur :

Le chargeur, monté sur pneus et muni d'un godet frontal, est surtout utilisé pour les **opérations de manutention** : chargement, transport et déchargement de matériaux meubles. Dans ce projet, il jouera un rôle essentiel lors du **remblayage** des tranchées et fouilles une fois la pose des canalisations terminée. Sa rapidité d'exécution et sa maniabilité permettent de réduire considérablement la durée des travaux de reprise de terrain.

VIII.12.4 Compacteur :

Le compacteur choisi est un appareil relativement léger, simple à manier et équipé de cylindres métalliques destinés au serrage des remblais. Il sera utilisé principalement pour garantir la bonne densité du sol après le remblayage des tranchées. Ce travail de compactage est indispensable pour assurer la stabilité mécanique des terrains remis en état et éviter les tassements susceptibles de fragiliser les conduites posées.

VIII.13 Conclusion :

Ce chapitre a permis de présenter en détail l'organisation des travaux relatifs au renforcement du réseau d'alimentation en eau potable, depuis la planification jusqu'au choix des méthodes et des moyens techniques. Une estimation des matériaux nécessaires (notamment les conduites PEHD) et des équipements hydrauliques a également été réalisée.

Le coût global du projet est évalué à **22936627,96 DA**, couvrant les fournitures, la main-d'œuvre et les frais indirects. Le calendrier prévisionnel prévoit une durée de **230 jours pour la pose des canalisations** et **91 jours pour la construction du réservoir**. Cette planification rigoureuse assure une meilleure maîtrise des délais, des dépenses et de la qualité d'exécution, tout en garantissant un approvisionnement fiable en eau potable pour la population de **Cherifia**.

Conclusion Générale

Conclusion :

Ce mémoire a permis d'étudier, diagnostiquer et proposer une réhabilitation complète du réseau d'alimentation en eau potable de la zone de Cherifia. L'estimation des besoins en eau potable a mis en évidence un déficit marqué entre ressources disponibles et demandes projetées, nécessitant la recherche d'une nouvelle source. Le diagnostic du réseau existant a révélé un état de vétusté avancé, des pertes fréquentes, des pressions irrégulières et une incapacité à assurer un service fiable, ce qui a justifié une restructuration quasi intégrale.

Le réseau réhabilité, conçu et simulé avec EPANET, présente un fonctionnement hydraulique satisfaisant en régime normal, avec des pressions et des vitesses conformes aux normes techniques. Toutefois, il ne permet pas d'assurer une alimentation spécifique en cas d'incendie. Ce point ne constitue cependant pas une insuffisance majeure, car la zone de Cherifia, de nature essentiellement résidentielle et à faible densité urbaine, ne justifie pas la mise en place d'un réseau incendie dédié. La protection contre l'incendie peut y être assurée par des moyens alternatifs adaptés au contexte local, tels que des bornes reliées aux réservoirs ou des dispositifs mobiles de la protection civile. Ainsi, le dimensionnement du réseau reste parfaitement cohérent avec les besoins réels de la population.

Par ailleurs, l'étude des réservoirs a confirmé l'insuffisance des capacités actuelles et conduit à la proposition d'un nouveau réservoir circulaire de 500 m^3, garantissant une meilleure continuité de service. L'étude de l'adduction et le choix optimisé des pompes ont permis de concevoir une solution techniquement fiable et économiquement maîtrisée. Enfin, les chapitres relatifs à la pose des canalisations, aux accessoires du réseau et à l'organisation du chantier ont permis d'établir une planification réaliste ainsi qu'un devis quantitatif et estimatif du projet.

En définitive, ce travail propose une réhabilitation complète et durable du système d'alimentation en eau potable de Cherifia, intégrant à la fois les aspects techniques, hydrauliques, économiques et organisationnels. Sa mise en œuvre permettra d'assurer un service fiable, sécurisé et adapté aux besoins réels de la population.

Références Bibliographique

Dupont. (1979). Hydraulique urbaine (Tome II). Paris

Salah, B. (2014). Alimentation en eau potable des agglomérations. Blida : ENSH.

KADI, L. Cours d'alimentation en eau potable

D.KAHLERRAS, (2018) polycopie organisation de chantier ENSH, Soumaa2018

PNE Plan National de l'Eau de 2010

Catalogue des conduites en PEHD CHIALI.

Schéma Directeur d'Alimentation en Eau Potable de la Wilaya de Blida

Mémoire de fin d'études :

BELAYDI.M Diagnostic et Réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Menaceur (wilaya TIPAZA), ENSH (Blida)

BAAZI.C Diagnostic et réhabilitation du système d'alimentation en eau Potable de la localité de SELMANA(W.TISSEMSILT), ENSH (BLIDA)

CHAYANI.M DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU SYSTEME D'AEP DE LA LOCALITE HASSAINIA COMMUNE BOUINAN (W. BLIDA)

KEMACHA.T Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable du centre de HALOUIYA commue soumaa de (W.Blida), ENSH (BLIDA)

MOULAY.N Diagnostic et réhabilitation du système d'AEP de la commune de ZELFANA (W.GHARDAIA), ENSH (BLIDA)

Références sitographiques :

- Openstreetmaps.com
- Googleearth.com

Annexes

Annexes n°01 : Répartition des consommations horaires en fonction du nombre d'habitants

	Nombre d'habitants				
Heures	**< à 10000**	**10000 à 50000**	**50000 à 100000**	**> à 1000000**	**Agglomération Rurale**
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1,5	3.3	3.7	1
Total	100	100	100	100	100

Annexe n°02 : Catalogue technique PEHD

(Dimensions en mm)

SDR	33		26		21		17		13,6		11		9		7,4		
S	16		12,5		10		8		6,3		5		4		3,2		
Type	Pression Nominale, PN (bar)																
PE 40	-		-		-		4		-		6		-		10		
PE 80	4		5		6		8		10		12,5		16		20		
PE 100	5		6		8		10		12,5		16		20		25		
SN (kN/m²)	2		4		8		16		32		64		80		128		
DN (Dext)	Épaisseurs Nominale (e) et Diamètre Intérieur (Di)																Pas nominal
	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	
20											2.0	16.0	2.3	15.4	3.0	14.0	15
25									2.0	21.0	2.3	20.4	3.0	19.0	3.5	18.0	20
32							2.0	28.0	2.4	27.2	3.0	26.0	3.6	24.8	4.4	23.2	25
40					2.0	36.0	2.4	35.2	3.0	34.0	3.7	32.6	4.5	31.0	5.5	29.0	32
50			2.0	46.0	2.4	45.2	3.0	44.0	3.7	42.6	4.6	40.8	5.6	38.4	6.9	36.2	40
63			2.5	58.0	3.0	57.0	3.8	55.4	4.7	53.6	5.8	51.4	7.1	48.8	8.6	45.8	50
75			2.9	69.2	3.6	67.8	4.5	66.0	5.6	63.8	6.8	61.4	8.4	58.2	10.3	54.4	65
90			3.5	83.0	4.3	81.4	5.4	79.2	6.7	76.6	8.2	73.6	10.1	69.8	12.3	65.4	80
110			4.2	101.8	5.3	99.4	6.6	96.8	8.1	93.8	10.0	90.0	12.3	85.4	15.1	79.8	100
125			4.8	115.4	6.0	113.0	7.4	110.2	9.2	106.6	11.4	102.2	14.0	97.0	17.1	90.8	100
140			5.4	129.2	6.7	126.6	8.3	123.4	10.3	119.4	12.7	114.6	15.7	108.6	19.2	101.6	125
160			6.2	147.6	7.7	144.6	9.5	141.0	11.8	136.4	14.6	130.8	17.9	124.2	21.9	116.2	150
180			6.9	166.2	8.6	162.8	10.7	158.6	13.3	153.4	16.4	147.2	20.1	139.8	24.6	130.8	150
200			7.7	184.6	9.6	180.8	11.9	176.2	14.7	170.6	18.2	163.6	22.4	155.2	27.4	145.2	200
225			8.6	207.8	10.8	203.4	13.4	198.2	16.6	191.8	20.5	184.0	25.2	174.6	30.8	163.4	200
250			9.6	230.8	11.9	226.2	14.8	220.4	18.4	213.2	22.7	204.6	27.9	194.2	34.2	181.6	250
280			10.7	258.6	13.4	253.2	16.6	246.8	20.6	238.8	25.4	229.2	31.3	217.4	38.3	203.4	250
315	9.7	295.6	12.1	290.8	15.0	285.0	18.7	277.6	23.2	268.6	28.6	257.8	35.2	244.6	43.1	228.8	300
355	10.9	333.2	13.6	327.8	16.9	321.2	21.1	312.8	26.1	302.8	32.2	290.6	39.7	275.6	48.5	258.0	350
400	12.3	375.4	15.3	369.4	19.1	361.8	23.7	352.6	29.4	341.2	36.3	327.4	44.7	310.6	54.7	290.6	400
450	13.8	422.4	17.2	415.6	21.5	407.0	26.7	396.6	33.1	383.8	40.9	368.2	50.3	349.4	61.5	327.0	450
500	15.3	469.4	19.1	461.8	23.9	452.2	29.7	440.6	36.8	426.4	45.4	409.2	55.8	388.4			500
560	17.2	525.6	21.4	517.2	26.7	506.6	33.2	493.6	41.2	477.6	50.8	458.4	62.5	435.0			550
630	19.3	591.4	24.1	581.8	30.0	570.0	37.4	555.2	46.3	537.4	57.2	515.6	70.3	489.4			600
710	21.8	666.4	27.2	655.6	33.9	642.2	42.1	625.8	52.2	605.6	64.5	581.0	79.3	641.4			700
800	24.5	751.0	30.6	738.8	38.1	723.8	47.4	705.2	58.8	682.4	72.6	654.8	89.3	621.4			800
900	27.6	844.8	34.4	831.2	42.9	814.2	53.3	793.4	66.1	767.8	81.7	736.6					900
1000	30.6	938.8	38.2	923.6	47.7	904.6	59.3	881.4	73.5	853.0	90.8	1018.4					1000
1200	36.7	1126.6	45.9	1108.2	57.2	1085.6	71.1	1057.8	88.2	1023.6							1200
1400	42.9	1314.2	53.5	1293.0	66.7	1266.6	83.0	1234.0	102.8	1194.4							1400
1600	49.0	1502.0	61.2	1477.6	76.2	1447.6	94.8	1410.4	117.5	1365.0							1600
1800	55.1	1689.8	68.8	1662.4	85.8	1628.4	106.6	1586.8									1800
2000	61.2	1877.6	76.4	1847.2	95.3	1809.4	118.5	1763.0									2000
2250	70.0	2110.0	86.0	2078.0	107.2	2035.6											2250
2500	77.7	2344.6	95.6	2308.8	119.1	2261.8											2500

Annexe n°03 : Prix des conduites PEHD PN 10 et PN 16

TUBE PEHD EAU PN10

Code	Désignation Article	UM	Prix Ml HT	Prix Ml TTC
110030201	TUBE PEHD Ø 20 PN 10 EP. 2.0 mm	ML	34,32	40,15
110030251	TUBE PEHD Ø 25 PN 10 EP. 2.0 mm	ML	43,78	51,23
110070321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN10 EP. 2.0 mm	ML	55,10	64,47
110070401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 10 EP. 2.4 mm	ML	83,50	97,69
110070501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN10 EP. 3.0 mm	ML	128,66	150,53
110070631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN10 EP. 3.8 mm	ML	203,83	238,48
110070751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 10 EP. 4.5 mm	ML	289,41	338,61
110070901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN10 EP. 5.4 mm	ML	381,88	446,80
110071101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN10 EP. 6.6 mm	ML	568,93	665,64
110071251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN10 EP. 7.4 mm	ML	721,36	843,99
110071601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN10 EP. 9.5 mm	ML	1 181,58	1 382,45
110072001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN10 EP. 11.9 mm	ML	1 848,65	2 162,92
110072501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN10 EP. 14.8 mm	ML	2 869,93	3 357,81
110073151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN10 EP. 18.7 mm	ML	4 322,93	5 057,83
110074001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN10 EP. 23.7 mm	ML	6 936,23	8 115,39
110075001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN10 EP. 29.7 mm	ML	10 783,03	12 616,15
110076301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN10 EP. 37.4 mm	ML	17 077,20	19 980,32

TUBE PEHD EAU PN16

Code	Désignation Article	UM	Prix Ml HT	Prix Ml TTC
110080201	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 20 PN 16 EP. 2.0 mm	ML	33,20	38,84
110080251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 25 PN 16 EP. 2.3 mm	ML	48,78	57,07
110080321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN 16 EP. 3.0 mm	ML	79,24	92,71
110080401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 16 EP. 3.7 mm	ML	122,69	143,55
110080501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN 16 EP. 4.6 mm	ML	190,29	222,64
110080631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 16 EP. 5.8 mm	ML	301,05	352,23
110080751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 16 EP. 6.8 mm	ML	423,18	495,12
110080901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 16 EP. 8.2 mm	ML	554,17	648,38
110081101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 16 EP. 10.0 mm	ML	822,24	962,02
110081251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN16 EP. 11.4 mm	ML	1 048,61	1 226,87
110081601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN16 EP. 14.6 mm	ML	1 713,83	2 005,18
110082001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN16 EP. 18.2 mm	ML	2 691,35	3 148,88
110082501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN16 EP. 22.7 mm	ML	4 163,97	4 871,85
110083151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN16 EP. 28.6 mm	ML	6 309,37	7 381,96
110084001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN16 EP. 36.3 mm	ML	10 192,06	11 924,71
110085001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN16 EP. 45.4 mm	ML	15 889,78	18 591,04
110086301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN16 EP. 57.2 mm	ML	25 229,57	29 518,59

Merci