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"

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des systèmes d'alimentation en eau potable

THEME :

Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de moudjebeur (W.Médéa)

Présenté par :

CHERBAL Younes

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Président
HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinateur
AMIRI Djamel	M.A.A	Examinateur
DERNOUNI Fouzia	M.A.A	Examinateur
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Promotrice

Session septembre 2023

REMERCIEMENTS

En préambule à ce mémoire, je tiens à remercier :

ALLAH :

le tout misécorieux , le très misécordieux , le tout puissant , de m'avoir donner le courage, la volonté , et la patience d'accomplir ce modeste travail

Mes remerciements s'adressent également ç mon encadrante :

Mme MOKRANE WAHIBA

C'est un grand honneur que vous m'avez fait en acceptant de diriger cette thèse

Vous m'avez inspiré le sujet de ce travail et vous avez su me guider avec simplicité et gentillesse jusqu'à sa réalisation . votre bonté et votre rigueur de travail resteront pour le meilleur exemple

Je vous exprime mes plus vifs remerciement et je vous pris de trouver, ici le témoignage de ma reconnaissance et mon profond respect

Enfin , je souhaite exprimer mes plus sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce travail

DÉDICACE

Je dédie cette thèse à :

A MES TRÈS CHERS PARENTS :

Aucun mot ne saurait vous exprimer toute ma gratitude pour tous les moments difficiles et tous les sacrifices que vous avez endurer durant toutes ces années pour nous assurer la meilleure éducation et la meilleure qualité de vie .

On ne peut rêver avoir de meilleure parents que vous mon seul souhait est que vous soyer fier de votre fils

A MES FRÈRE YACINE , YOUCEF ET MES SŒURS AMINA ET YOUSRA :

L'affection et l'amour fraternel que vous me portez m'a soutenu durant mon parcours.

Je vous dédie ce travail en témoignage de l'amour que j ai pour vous ,j'espère que je suis parvenue à vous rendre fier de votre frère .

Puisse dieu vous préserver et vous procurer bonheur et réussite

ملخص

يتمثل عملنا من إجراء تشخيص لشبكة إمدادات مياه الشرب لبلدية مجبور ولاية المدية، بدءا بعرض تقديمي عن الموارد المائية وشبكة التوزيع وهياكل التخزين الحالية. بعد ذلك سنقوم بحساب الاحتياجات المائية للتجمعات للأفق الحالي ولعام 2053. ثم سنحدد المشاكل المختلفة الموجودة في منشآت التخزين وشبكة الإمداد والتوزيع من خلال التشخيص الفيزيائي والهيدروليكي واقتراح حلول التعديل والتجديد لها لتحسين إمدادات المياه في المدينة من حيث التدفق والضغط حتى عام 2053

Résumé :

Notre travail consiste à faire un diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de moudjebeur wilaya de Médéa, en commençant par une présentation sur les ressources d'eau, le réseau de distribution, et les ouvrages de stockage existants. Après on va calculer les besoins en eau de l'agglomération à l'horizon actuel et à l'horizon 2053. Ensuite on va déterminer les différents problèmes qui existent dans les ouvrages de stockage, l'adduction et le réseau de distribution par le diagnostic physique et hydraulique et proposer des solutions de modification et de rénovation pour améliorer l'alimentation en eau de la ville en matière débit et pression jusqu'à l'horizon 2053

Abstract:

Our work consists of carrying out a diagnosis of the drinking water supply network of the commune of Moudjebeur wilaya of Médéa, starting with a presentation on water resources, the distribution network, and existing storage structures. Afterwards we will calculate the water needs of the agglomeration for the current horizon and for 2053. Then we will determine the different problems which exist in the storage works, the supply and the distribution network by diagnosis physical and hydraulic and propose modification and renovation solutions to improve the city's water supply in terms of flow and pressure until 2053

TABLE DE MATIERE

Introduction générale…… 01

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction ……..……..03

I.1.Situation géographique ……..…...03

I.2.Situation topographique ……..…04

I.3.1. Climat ……04

I.3.2. Température ……..….04

I.3.3. Pluviométrie ……..….05

I.4. Sismicité ……...05

I.5. Situation géologique……..…06

I.6. Situation démographique …….....06

I.7. Situation hydraulique ……..….07

I.7.1 Ressources en eau ……..….07

I.7.2. Qualité de l'eau distribué après traitement……08

I.7.3. Ouvrages d'AEP existants ……...….08

I.7.4. Réseau de distribution ……..…10

Conclusion ……..……11

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Introduction ……..…13

II.1. Evaluation de la population ……..….13

II.2. Evaluation des besoins en eau potable ……..……..….14

II.2.1 Choix de la dotation ……..…..…14

II.2.2. Besoins domestiques ……..…14

II.2.2.1. Besoins domestiques de l'Etage A …….....14

II.2.2.2. Besoins domestiques de l'Etage B ……..15

II.2.3. Besoins en eau des équipements ……15

II.2.4. Besoins en eaux des équipements futurs ……..……17

II.2.5. Majoration du débit moyen journalier total ……..…..18
II.3. Evaluation de la consommation journalière maximale…….….18
II.4. Evaluation de la consommation journalière minimale …….…....19
II.5. Etude de la variation des débits horaires……..……..…20
II.5.2. Débit maximum horaire ……..…....…20
II.5.3. Débit minimum horaire ……..…….20
II.6. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants ……21
II.6.1. Etage A…….22
II.6.2. Etage B ……....24
II.7. Comparaison entre les ressources disponibles et les besoins en eau potable futur…….29
Conclusion ……..…30

Chapitre III : Diagnostic du réseau d'AEP existant

Introduction ……
…..…32
III.1. Ressources en eaux ……32
III.2. Diagnostic de l'adduction …….…...…34
III.2.1. Diagnostic hydraulique du réseau d'adduction actuel ……..…..…34
III.2.2. Diagnostic physique du réseau d'adduction actuel…….34
III.3. Diagnostic des ouvrages de stockage …….35
III.3.1. Réservoirs ……..…..35
III.3.2. Equipements des réservoirs ……..…39
III.4. Diagnostic de la Station de pompage ……...….41
III.5. Diagnostic du réseau de distribution ……..…..…..42
III.5.1. Calcul hydraulique du réseau de distribution existant ……..…42
III.5.1.1. Calcul des débits ……..…42
III.4.2. Résultats de simulation hydraulique du réseau de distribution existant ……..…50
III.5. Interprétation des résultats de calcul pour l'horizon 2023 ……..60
Conclusion…….….61

Chapitre IV : ETUDE DE STOCKAGE

Introduction ……63
IV.1. Rôle des réservoirs ……63
IV.1.1. Rôle technique ……63
IV.1.2. Rôle économique ……63
IV.2. Emplacement des réservoirs ……64
IV.3. Classification des réservoirs ……64
IV.3.1. Selon le matériau ……64
IV.3.2. Selon la situation des lieux ……64
IV.4. Equipements du réservoir ……64
IV.4.1. Types d'arrivée d'eau ……64
IV.4.2. Conduite de trop plein ……65
IV.4.3. Conduite de vidange ……66
IV.4.4. Conduite by-pass ……66
IV.4.5. Système de matérialisation d'incendie ……66
IV.5. Calcul du volume du réservoir ……67
IV.5.3. Dimensionnement du réservoir projeté en étage A……69
IV.5.3.2. La section du réservoir ……69
IV.5.3.3. Diamètre du réservoir ……70
IV.5.3.4. Hauteur de la réserve d'incendie……70
IV.6. Hygiène et sécurité des réservoirs ……71
Conclusion ……71

Chapitre V : Etude de l'adduction

Introduction ……73
V.1. Types d'adduction ……73
V.1.1. Adduction gravitaire ……73
V.1.2 Adduction par refoulement ……73
V.1.3. Adduction mixte ……73
V.2. Choix du tracé de l'adduction ……74
V.3. Choix du matériau de canalisation ……74

V.4. Etude de l'adduction ……75
V.5. Etude de l'adduction par refoulement ……76
V.5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement ……76
V.5.2. Calcul des pertes de charges ……77
V.5.3. Hauteur manométrique totale ……79
V.5.4. Puissance absorbée par la pompe ……79
V.5.5. Energie consommée par la pompe……79
V.5.6.Frais d'exploitation……79
V.5.7. Frais d'investissement ……80
V.5.8. Dimensionnement des tronçons de l'adduction ……80
Conclusion ……84

Chapitre VI : Projection du réseau d'AEP à l'horizon 2053

Introduction ……86
VI.1. Classification des réseaux ……86
VI.1.1. Réseau ramifié ……86
VI.1.2. Réseau maillé ……86
VI.1.3. Réseau mixte ……86
VI.1.4. Réseau étagé ……86
VI.2. Choix du type de réseau projeté ……87
VI.3. Choix du matériau de la canalisation ……87
VI.4. Calcul hydraulique du réseau projeté ……87
VI.4.1. Détermination des débits du réseau de distribution……87
VI.4.2. Détermination des diamètres avantageux ……89
VI.4.3. Simulation hydraulique du réseau sur Epanet ……91
VI.4.3.1. Les étapes de l'utilisation d'EPANET ……91
VI.4.4. Résultats de simulation hydraulique du réseau projeté ……91
VI.4.5. Interprétation des résultats de simulation (cas de pointe) ……99
VI.4.6. Interprétation des résultats de simulation (cas de pointe + incendie) ……99
Conclusion ……100

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

Introduction ……..……102
VII.1. Principes de pose de canalisation ……..102
VII.1. Les différents types de pose de canalisation ……..…102
VII.1.1. Pose selon la nature de terrain ……102
VII.1.2. Pose de canalisations en galerie……..…..103
VII.1.3. Traversée d'une rivière : ……..104
VII.2. Assemblage …….…....105
VII.2.1. Coudes ……..…106
VII.2.2. Ramification……..…106
VII.2.3. Cas d'un Cônes……..…107
VII.3. Accessoires du réseau……..107
VII.3.1. Les robinets vanne ……..…108
VII.3.2. Les clapets ……..…108
VII.3.3. Les ventouses……..109
VII.3.4. Bouches et poteaux d'incendie…….….110
VII.3.5. Les régulateurs de pression……110
VII.3.6 Protection contre le coup de bélier ……..…114
VII.3.7. Les entrées de service : branchements…….…..114
VII.4. Pièces spéciales …….….114
VII.4.1. Les cônes ……..…115
VII.4.2. Les croix de jonction……..115
VII.4.3. Les croix de jonction et d'incendie……115
VII.4.4. Les manchons……115
VII.4.5. Les coudes……..…115
VII.4.6. Les tés……..115
VII.5. Appareillage de mesure ……116
VII.5.1. Mesure de débits ……..116
VII.5.2. Mesure de la pression……116
Conclusion ……..…116

CHAPITRES VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction ……..118
VIII.1. Travaux du réseau projeté ……118
VIII.2. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain……...118
VIII.3. Calcul des volumes des travaux du réseau de distribution…….....118
VIII.3.1. Volume du déblai du réseau…….118
VIII.3.2. Volume du lit de sable ……120
VIII.3.3. Volume de la conduite ……121
VIII.3.4. Volume de remblai ……121
VIII.4. Calcul du volume des travaux du réservoir projeté……..….121
VIII.4.1. Volume du déblai ……..121
VIII.4.2. Calcul du volume du tout-venant……122
VIII.4.3. Calcul du volume du béton de propreté ……123
VIII.4.4. Calcul du volume du béton armé……123
VIII.4.5. Volume du remblai ……125
VIII.5. Devis estimatif ……...126
VIII.6. Planification des travaux ……127
Conclusion ……130

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Moyennes des températures mensuelles (1991-2021) ……5

Tableau I.2 : Pluie moyenne mensuelle (1991-2021) ……5

Tableau I.3 : analyse de l'eau distribué dans la commune moudjebeur……..8

Tableau I.4 : Réservoirs existants ; localisation, forme et capacité ……9

Tableau I.5 : Caractéristiques des pompes ……9

Tableau I.6 : Longueur des conduites de distribution en fonction du diamètre ……10

Tableau I.7 : Longueur des conduites de distribution en fonction du matériau ……11

Chapitre II : Estimations des besoins en eau potable

Tableau II.1 : Evolution de la population de la commune de moudjebeur ……13

Tableau II.2 : Evolution de la population de la zone d'étude pour chaque étage ……..13

Tableau II.3 : Besoins moyens journaliers domestiques pour l'étage A……14

Tableau II.4 : Besoins moyens journaliers domestiques pour l'étage B. ……...15

Tableau II.5 : Détermination des besoins en eau des équipements pour l'étage A…….15

Tableau II.6 : Détermination des besoins en eau des équipements pour l'étage B……16

Tableau II.7 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne à l'horizon actuel 2023(Etage A)……..……..16

Tableau II.8 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne à l'horizon actuel 2023 (Etage B) ……..…..17

Tableau II.9 : Débits moyens journaliers……...17

Tableau II.10 : Débits moyen journaliers majorés……...18

Tableau II.11 : Débits maximaux journaliers actuels et futurs……...19

Tableau II.12 : Débits minimaux journaliers actuels et futurs ……...19

Tableau II.13 : Valeurs du coefficient β en fonction de la population……..21

Tableau II.14 : Débits horaires actuels et futurs…….21

Tableau II.15 : Variation des débits horaires, en 2023, pour l'étage A……22

Tableau II.16 : Variation des débits horaires en 2023, pour l'étage B…….24
Tableau II.17 : Variation des débits horaires à l'horizon 2053 de l'étage A…….26
Tableau II.18 : Variation des débits horaires à l'horizon 2053 de l'étage B…….28

Chapitre III : Diagnostic du réseau d'AEP existant

Tableau III.1 : Résultats de simulation de l'adduction actuelle……34
Tableau III.2 : Caractéristiques et état de l'adduction actuel……...35
Tableau III.3 : Caractéristiques du réservoir de l'étage B……..…….35
Tableau III.4 : Caractéristiques du réservoir de l'étage A……..…..37
Tableau III.5 : Valeurs des débits en route du réseau de l'étage A…….44
Tableau III.6 : Valeurs des débits en route du réseau de l'étage B……..45
Tableau III.7 : Valeurs des débits aux nœuds du réseau de l'étage A…….47
Tableau III.8 : Valeurs des débits aux nœuds du réseau de l'étage B…….48
Tableau III.9 : Valeurs des charges et des pressions 'étage A'……..50
Tableau III.10 : Valeurs des charges et des pressions 'étage B'…….51
Tableau III.11 : Valeurs des vitesses et des pertes de charge dans le réseau 'étage A'……55
Tableau III.12 : Valeurs des vitesses et des pertes de charge dans le réseau 'étage B'……56

Chapitre IV : ETUDE DE STOCKAGE

Tableau IV.1 : Evaluation du volume utile du réservoir……..68
Tableau IV.2 : Caractéristiques du réservoir projeté……71

Chapitre V : Etude de l'adduction

Tableau V.1 : Valeurs du coefficient 'M'……77
Tableau V.2 : Valeurs des coefficients 'α, B, et m' en fonction du type de matériau…….77
Tableau V.3 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT…….81
Tableau V.4 : Puissance absorbée par la pompe…….…81
Tableau V.5 : Calcul des frais d'exploitation……..82
Tableau V.6 : Calcul des frais d'investissement…….…….82
Tableau V.7 : Cout total du tronçon SP-Point de ramification……82

Chapitre VI : Projection du réseau d'AEP à l'horizon 2053

Tableau VI.1 : Valeurs des débits en route et aux nœuds dans l'étage A……..88

Tableau VI.2 : Valeurs des débits en route et aux nœuds dans l'étage B…….89

Tableau VI.3 : Détermination des diamètres intérieurs (Etage A)……90

Tableau VI.4 : Détermination des diamètres intérieurs (Etage B)……90

Tableau VI.5 : Valeurs des charges et pressions du réseau dans l'étage A (cas de pointe)…91

Tableau VI.6 : Valeurs des vitesses et pertes de charge du réseau dans l'étage A, cas de pointe……..92

Tableau VI.7 : Valeurs des charges et pressions du réseau dans l'étage B, cas de pointe…..93

Tableau VI.8 : Valeurs des vitesses et pertes de charge du réseau dans l'étage B, cas de pointe……..94

Tableau VI.9 : Valeurs des charges et des pressions du réseau dans l'étage A (cas de pointe + incendie)…….95

Tableau VI.10 : Valeurs des vitesses et des pertes de charge du réseau dans l'étage A, cas de pointe + incendie……96

Tableau VI.11 : Valeurs des charges et des pressions du réseau dans l'étage B, cas de pointe + incendie……..97

Tableau VI.12 : Valeurs des vitesses et des pertes de charge du réseau dans l'étage B, cas de pointe + incendie……..98

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

Tableau VII.1 : Caractéristiques de la conduite d'adduction (SP – point de ramification)..113

Tableau VII.2 : Calcul de la célérité d'onde……..114

Tableau VII.3 : Calcul de la capacité du réservoir d'air anti bélier……...114

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau VIII.1 : Calcul du volume du déblai du réseau……120

Tableau VIII.2 : Calcul du volume du lit de sable…….120

Tableau VIII.3 : Calcul du volume des conduites…….121

Tableau VIII.4 : Calcul des volumes des déblais pour le réservoir projeté et la chambre de manœuvres…….122

Tableau VIII.5 : Calcul du volume de tout-venant pour le réservoir…….122

Tableau VIII-6 : Calcul du volume du béton de propreté pour le réservoir……..123

Tableau VIII.7 : Calcul du volume du béton armé pour le réservoir……124
Tableau VIII.8 : Calcul du volume du béton armé de la coupole……..124
Tableau VIII.9 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre……..125
Tableau VIII.10 : Coût des travaux du réseau de distribution et d'adduction……...126
Tableau VIII.11 : Coût des travaux du réservoir projeté……126
Tableau VIII.12 : Cout total du projet……127
Tableau VIII.12 : Durée de réalisation des opérations de l'adduction……..128
Tableau VIII.13 : Durée de réalisation des opérations du réservoir……..……128
Tableau VIII.14 : Durée de réalisation des opérations de la distribution……..129

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Figure : I.1 : Carte de situation géographique de Moudjebeur……3
Figure I.2 : Image satellitaire par google earth de la ville de moudjebeur……4
Figure I.3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie…….6
Figure I.4 : Longueur des conduites de distribution en fonction du diamètre……10
Figure I.5 : Longueur des conduites de distribution en fonction du matériau……..11

Chapitre II : Estimations des besoins en eau potable

Figure II.1 : Graphique de consommation de l'étage A (2023)……23
Figure II.2 : Courbe des débits cumulés de l'étage A (2023)…….23
Figure II.3 : Graphique de consommation de l'étage B (2023)……..25
Figure II.4 : Courbe des débits cumulés de l'étage B (2023)……25
Figure II.5 : Graphique de consommation de l'étage A (2053)…….27
Figure II.6 : Courbe des débits cumulés de l'étage A (2053)…….27
Figure II.7 : Graphique de consommation de l'étage B (2053)……29
Figure II.8 : Courbe des débits cumulés de l'étage B (2053)……29

Chapitre III : Diagnostic du réseau d'AEP existant

Figure III.1 : Source Abdallah Yakoub (DRE Médéa)……33
Figure III.2 : Forage zaouia (DRE Médéa)…….33
Figure III.3 : Chambre des vannes du réservoir R 500 m3 (DRE Médéa)…….36
Figure III.4 : Réservoir R 500 m3 (DRE Médéa)…….36
Figure III.5 : Réservoir R 100 m3 (DRE Médéa)……37
Figure III.6 : Chambre des vannes du réservoir R 100 m3 (DRE Médéa)…….38
Figure III.7 : Chambre des vannes de la source Abdellah Yakoub (DRE Médéa)……..39
Figure III.8 : Réservoir R500 m3 avec sa chambre des vannes (DRE Médéa)……40
Figure III.9 : Réservoir R 100 m3 (DRE Médéa)…….40
Figure III.10 : Station de pompage (DRE Médéa)……...…41
Figure III.11 : Réseau de distribution actuel de la ville de Moudjebeur……..42

Chapitre IV : Etude de stockage

Figure IV.1 : Arrivée par surverse (Chute libre)……..65

Figure IV.2 : Arrivée par surverse (Noyé)……65

Figure IV.4 : Arrivée par-dessous (Par le fond)……65

Figure IV.5 : Arrivée par-dessous (Par le bas)……..65

Figure IV.6 : Conduites de vidange et de trop plein……66

Figure IV.7: Conduite by-pass……..66

Figure IV.8 : Système d'incendie à siphon……67

Chapitre V : Etude de l'adduction

Figure V.1. Schéma du tracé d'adduction……75

Figure V.2 : Cout total (frais d'exploitation + frais d'investissement) en fonction du diamètre……83

Chapitre VI : Projection du réseau d'AEP à l'horizon 2053

Figure VI.1 : Répartition des vitesse et des pression : cas de pointe (étage A)……93

Figure VI.2 : Répartition des vitesse et des pression : cas de pointe (étage B)……95

Figure VI.3 : Répartition des vitesse et des pression : cas de pointe + incendie (étage A)…97

Figure VI.4 : Répartition des vitesse et pression : cas de pointe + incendie (étage B)……99

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

Figure VII.1 : Pose dans un terrain ordinaire……103

FigureVII.2 : Traversée d'une route par une conduite en galerie……103

Figure VII.3 : Traversée d'une route sur le plan de masse……104

Figure VII.4 : Traversée d'une rivière……105

Figure VII.5 : Exemple d'une conduite avec coude protégé par un massif en béton……..106

Figure VII.6 : Exemple d'une conduite en té protégé par un massif en béton……106

Figure VII.7 : Exemple d'un cône protégé par un massif en béton……106

Figure VII.8 : Vanne papillon……...107

Figure VII.9 : Clapet anti retour…….108
Figure VII.10 : Ventouse……109
Figure VII.11 : Bouche et poteau d'incendie……..110

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Figure VIII.1 : Réseau de planification des tâches pour adduction……129
Figure VII.2 : Réseau de planification des tâches pour réservoir projeté……..130
Figure VIII.3 : Réseau de planification des tâches pour distribution……130

Introduction générale.

L'alimentation en eau potable est un élément vital de nos sociétés. L'accès à une eau propre et sûre est essentiel pour la santé publique, l'hygiène, l'industrie et le bien-être général.

Les réseaux de distribution d'eau potable sont la principale source d'accès à l'eau propre et sécurisée pour la population.

Le vieillissement des réseaux d'alimentation en eau potable est un problème majeur dans l'AEP. Les réseaux d'eau potable sont généralement conçus pour avoir une durée de vie prolongée, mais au fil des décennies, leur état se détériore en raison de divers facteurs.

Les canalisations, les réservoirs, les pompes et autres composants du réseau sont exposés à des contraintes mécaniques, chimiques et environnementales au fil du temps. Cette exposition entraîne la corrosion, la rouille et d'autres formes de dégradation structurelle.

Les canalisations vieillissantes sont plus sujettes aux fuites, ce qui entraîne une perte significative d'eau potable.

Pour faire face au vieillissement des réseaux d'alimentation en eau potable et à l'accroissement de la demande en eau potable des populations, il est essentiel de procéder par des diagnostics physique et hydraulique du système d'AEP d'approvisionnement en eau potable pour détecter les anomalies et les problèmes qui existent.

Le présent travail entre dans le contexte du diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de moudjebeur de la wilaya de Médea.

Dans le premier chapitre, on va présenter les données de connaissance de la zone d'étude, alors que l'estimation des besoins en eau potable va être abordée dans le deuxième chapitre.

Le troisième chapitre est consacré pour le diagnostic physique et hydraulique du système d'AEP, et dans le sixième chapitre nous allons faire l'étude du réseau projeté.

A travers le septième chapitre nous proposons les accessoires et pièces spéciale du réseau pour le bon fonctionnement du système.

Le dernier chapitre va être dédié pour le calcul du cout de notre projet d'étude et sa durée de réalisation

Chapitre I
Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction

Avant de commencer un projet d'AEP il faut tout d'abord connaitre le site de l'étude et les différentes caractéristiques naturelles tel que le climat, le sol, la situation géographique, la situation hydraulique et hydrogéologique. Ces données sont nécessaires pour l'élaboration de tout projet de développement urbain tel que les projets d'alimentation en eau potable. C'est dans ce contexte que s'inscrit l'objectif du présent chapitre.

I.1.Situation géographique

La ville de Moudjebeur est située dans la Wilaya de Médéa. Elle est à environ 50 km au Sud du chef-lieu et à 12 Km au nord de Ksar el Boukhari. Elle est située sur l'axe Berrouaghia - Ksar el Boukharie (RN1).

Ses administratives sont formées :

- Au Nord par les communes de Zoubiria et Seghouane.
- A l'Est par la commune de M'Fatha.
- Au Sud par la commune de Ksar el Boukhari.
- A l'Ouest par la commune de Boughar.

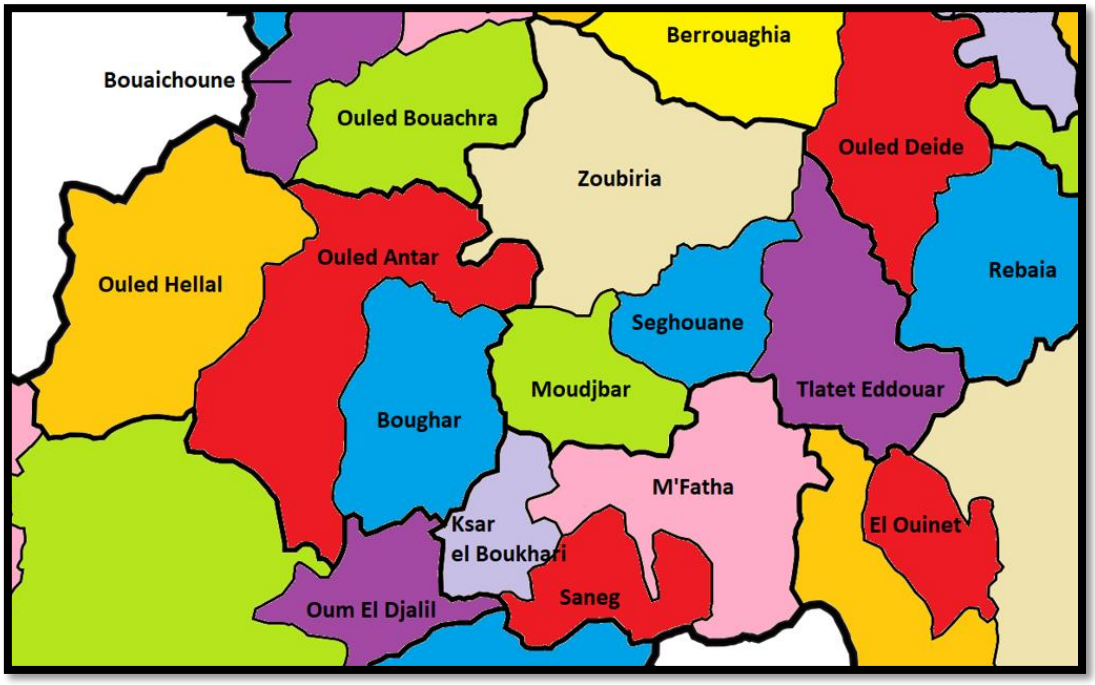


Figure : I.1 : Carte de situation géographique de Moudjebeur **[5]**

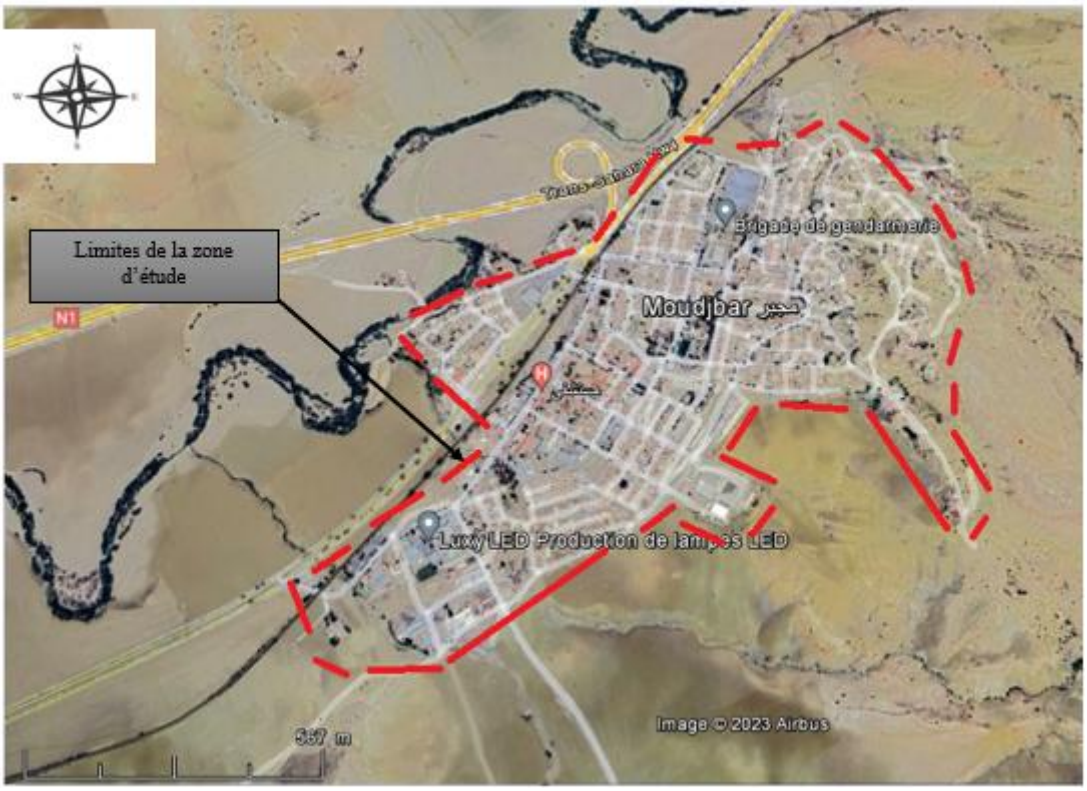


Figure II.2 : Image satellitaire par google earth de la ville de Moudjebeur

I.2.Situation topographique

La zone d'étude est caractérisée par un relief irrégulier, les altitudes varient entre 591 m et 698 m et qui donnent des irrégularités dans le relief du site d'étude et des pentes fortes.

La région d'étude a une superficie de 87.87 ha, les pentes varient entre 32.8 % et 7.2 %

I.3.Situation climatologique

I.3.1. Climat :

La commune de Moudjebaur se caractérise par un climat semi-aride caractérisé par :

- La saison d'été qui s'étend de mai à septembre et qui est sec et chaud et peut connaitre des orages.
- La saison d'hiver qui est froide et pluvieuse avec des chutes de neige occasionnelles.

I.3.2. Température :

La température est un facteur caractéristique de la zone d'un projet et peut influencer sur la conception des systèmes d'alimentation en eau potable, Les valeurs des températures, dans notre zone d'étude ''Commune de Moudjebaur'', varient selon les données du tableau ci-après.

Tableau I.1 : Moyennes des températures mensuelles (1991-2021)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Température moyenne (°c)	6.3	7.1	10.6	14.2	18.5	24	28.1	27.3	22.2	17.6	10.7	7.3
Température moyenne maximale (°c)	11.2	12.3	16.4	20.4	25.1	31.4	35.9	34.7	28.6	23.4	15.4	11.8
Température moyenne minimale (°c)	2.2	2.5	5.2	8.3	12.2	17	20.7	20.6	16.6	12.5	6.7	3.5

Source : climate-data.org

La période de l'hiver (décembre, janvier et février) est la plus froide.

Le mois de juillet est le plus chaud de l'année avec une température moyenne de 28.1 °c.

I.3.3. Pluviométrie :

Tableau I.2 : Pluie moyenne mensuelle (1991-2021)

Mois	Sep	oct	nov	dec	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout
Précipitation (mm)	28	34	39	38	43	39	45	46	39	14	7	11

Source : climate-data.org

I.4. Sismicité :

Les séismes peuvent avoir un impact significatif sur les réseaux d'alimentation en eau potable comme les ruptures des canalisations provoquant des fuites ou des brèches dans le système de distribution. Cela peut entraîner une perte importante d'eau et des difficultés d'approvisionnement en eau potable.

La commune de moudjbeur est située dans une zone sismiquement active qui peut déclencher des tremblements de terre.

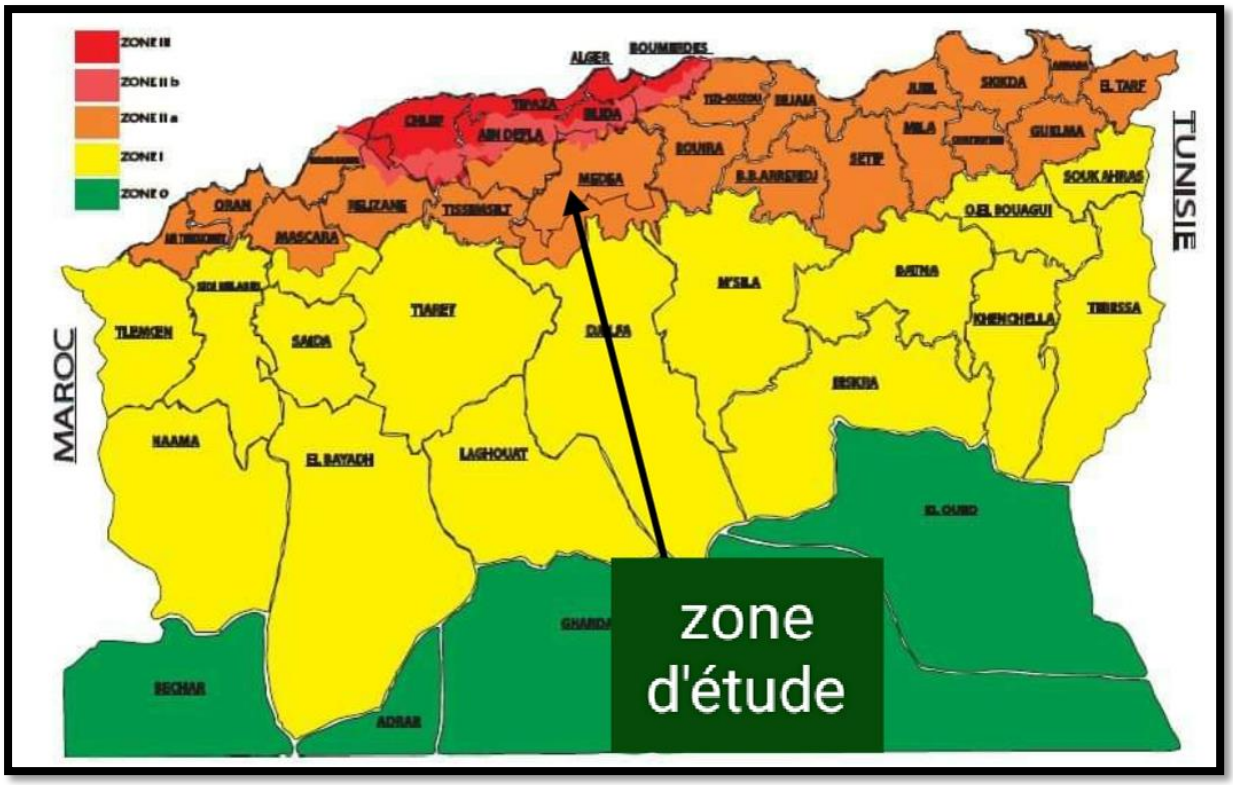


Figure I.3 : carte de zonage sismique de l'Algérie **[5]**

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

A partir de la carte de la figure ci-dessus, notre région d'étude ''Commune de Moudjebaur'' est située dans la zone II de moyenne sismicité.

I.5. Situation géologique

La commune de moudjebeur est située dans une zone montagneuse, elle est traversée par plusieurs rivières. La géologie de la région est caractérisée par des roches sédimentaires, notamment les argiles, les calcaires, et des grés. Les formations rocheuses de cette commune ont été formées au cours de million d'années par des processus tel que les activités tectoniques et l'érosion.

I.6. Situation démographique :

Selon le recensement de l'année 2008 la commune de moudjebeur est à 4583 habitants.

Selon le plan d'aménagement et d'urbanisme (PDAU) de la commune de moudjebeur Le taux d'accroissement est de 2%.

I.7. Situation hydraulique :

I.7.1 Ressources en eau :

La ville de moudjebeur est alimentée par trois sources différentes :

a. Barrage de Halaouéne :

Une conduite principale, en Ø300AC/L=2317.00 m et réduit à Ø160PE/L=6925.00 m, transfert, en gravité, les eaux du barrage vers le réservoir 200 m3 situé proche de la station de traitement. Avec un dénivelé de 5.0 bars l'eau arrive, gravitairement, et directement à ce réservoir. De ce réservoir la station est alimentée en eau en continue et en gravité par l'intermédiaire de la conduite (Ø110 PVC/L=162.00m).

Coordonnées du barrage :

X= 36° 0'26.00"N

Y= 2°51'32.29"E

Z= 672.80 m

C'est un barrage en remblai constitué de matériaux meubles allant de l'argile fine à des éléments très grossier (enrochement), avec une hauteur de 22 m et une capacité de 2 millions de m^3

b. Source de la ville (Abdelah Yakoub) :

C'est la source la plus ancienne qui a alimenté le chef-lieu de Moudjebeur. Elle est située dans le périmètre de la ville au lieu-dit Abdallah Yakoub. Cette source produit un débit, non négligeable, de l'ordre de 40 m3/jour.

C'est un captage souterrain qui se trouve à 12 m environ de l'ouvrage de stockage et qui alimente en eau une bâche de 40 m3.

La bâche d'eau est conçue pour pomper les eaux de la source vers le réservoir R500 m3 de la ville par la conduite Ø63 AG/ L = 159 m et, de temps à autre, assurer la distribution à partir de ce même réservoir par la conduite Ø90.

Cette source est localisée selon les coordonnées suivantes :

X= 35°57'2.21"N

Y= 2°49'40.85"E

Z= 643.16 m

c. Forage de zaouia :

C'est la troisième source d'alimentation en eau de la ville. Le forage est situé dans la périphérie de la ville, à environ 100 m au Nord-Est du réservoir R100m3.

La production en eau du forage est estimée à 50 m3/jour. La quantité d'eau aspirée par la pompe du forage est refoulée, directement, vers le réservoir R100m3.

Ce forage est localisé selon les coordonnées suivantes :

X= 35°57'5.37"N

Y= 2°49'53.02"E

Z= 976.91 m

I.7.2. Qualité de l'eau distribué après traitement :

Tableau I.3 : analyse de l'eau distribué dans la commune moudjebeur

Paramètres physico-chimique	Unités	Normes	L'échantillon
PH	--	6,5 – 8,5	8,2
Turbidité	NTU	5	0,66
Taux de sels TDS	mg/L	1500	1320
Bicarbonate HCO_3^-	mg/L	600	260.3
Température	C_o	25	23.5
Salinité	%	1,5	1,3
Conductivité	µs/cm	2800	2450
Titre alcalin complet TAC	f°	60	25,72
Dureté TH	f°	50	37.6
Magnésium Mg^{+2}	mg/l	150	125
Chlorure Cl^-	mg/l	500	407.5
Calcium Ca^{+2}	mg/l	200	78.4
Ammonium $NH4^+$	mg/l	0,5	0,08
Matière Organique MO	mg/l	3	0,06
Bicarbonate HCO_3^-	mg/l	600	260.3

Source : (DRE Médéa)

D'après le tableau ci-dessus l'eau analysée est de bonne qualité physico-chimique

I.7.3. Ouvrages d'AEP existants :

a. Réservoirs :

Le tableau suivant indique les différents réservoirs qui existent, actuellement :

Tableau I.4 : Réservoirs existants ; localisation, forme et capacité

Coordonnées			Réservoir	Capacité [m^3]	Cote Radier [m]
X	Y	Z			
35°56'37.41"N	2°49'3.37"	620.89 m	Carré	200	620.54
35°56'58.75"N	2°49'39.60"E	649.85 m	Circulaire	500	649.85
35°57'3.29"N	2°49'49.71"E	697.10m	Circulaire	100	697.10
35°57'2.28"N	2°49'40.11"E	636.21m	Bâche carré	40	633.76

b. Stations de pompages :

b.1. Station de type du monobloc :

Cette station est installée à l'intérieur du Monobloc et sert à pomper les eaux traitées vers les deux réservoirs de Moudjebeur, le R500 m3 et le R100m3.

Les coordonnées, de localisation de la station, sont :

X= 35°56'40.67"N

Y= 2°49'1.39"E

Z= 606.25 m

Les caractéristiques des pompes installées :

Tableau I.5 : Caractéristiques des pompes

POMPE 01 et 02	
Marque	EPE-POVAL-SPA
Q (l/s)	**44**
Hmt (m)	**106**
Puissance (Kw)	69

b.2. Station de pompage de la source :

Cette station est équipée d'une seule pompe immergée. Elle est plongée dans la bâche d'eau et elle refoule les eaux vers le réservoir R500 m^3.

Les coordonnées de la station sont :

X= 35°57'2.28"N

Y= 2°49'40.11"E

Z= 636.21 m

b.3. Station de pompage du forage zaouia :

C'est une pompe immergée, installée dans le forage et elle refoule les eaux directement vers le réservoir R100 m^3.

I.7.4. Réseau de distribution :

Les tableaux et les figures suivantes représentent le réseau de la ville en chiffre (résultats de SIG) [DRE Médéa] :

Tableau I.6 : Longueur des conduites de distribution en fonction du diamètre

DN (mm)	Longueur totale par diamètre (m)
110	2 186,78
90	3 189,11
63	3 969,16
50	171,16
40	6 063,59
TOTAL	**15 579,79**



Figure I.4 : Longueur des conduites de distribution en fonction du diamètre

Tableau I.7 : Longueur des conduites de distribution en fonction du matériau.

DN (mm)	Longueur totale par matériau (m)
PVC	310,87
PEHD	15 268,92
TOTAL	**15 579,79**



Figure I.5 : Longueur des conduites de distribution en fonction du matériau.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les données de reconnaissance de la zone d'étude des points de vue géographique, géologique, démographiques, hydraulique, et climatologique. Ces données vont nous aider pour continuer notre travail dans les chapitres suivants.

Chapitre II :
Estimation des besoins en eau potable

Chapitre II : Estimations des besoins en eau potable

Introduction

Le calcul des besoins en eaux de l'agglomération dépend du nombre d'habitants qui évolue chaque année et les différentes catégories de consommateurs (administratifs, sanitaires, scolaires, socioculturels, et les équipements de services). De ce fait, l'objectif de ce chapitre cible l'estimation des besoins en eau de la population de la zone du présent projet.

II.1. Evaluation de la population

Afin de satisfaire les besoins en eau futurs et assurer un approvisionnement en eau potable durable pour la population desservie, nous avons à estimer la croissance démographique future de la commune de moudjebeur à l'horizon 2053 sur la base des statistiques du dernier recensement de 2008 avec un taux d'accroissement de 2% en appliquant la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n$$

Avec :

Pn : population à l'horizon futur

P0 : population de l'année de référence

n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence

T : le taux d'accroissement de la population.

Tableau II.1 : Evolution de la population de la commune de moudjebeur

Année	2008	2023	2026	2030	2053
Population	4583	6168	6545	7085	11173

Le site d'étude est composé de deux étages (l'étage A supérieure et l'étage B inferieure).

Le tableau suivant donne l'évolution de la population pour chaque étage.

Tableau II.2 : Evolution de la population de la zone d'étude pour chaque étage.

Etage A			
Année	2008	2023	2053
Nombre d'habitant	1096	1475	2672
Etage B			
Année	2008	2023	2053
Nombre d'habitant	3487	4693	8501

II.2. Evaluation des besoins en eau potable

Les besoins en eau de l'agglomération dépendent du niveau de développement économique, social et des habitudes de consommation d'eau potable ainsi, que des ressources d'eau disponibles.

II.2.1 Choix de la dotation

La dotation en eau est déterminée par la quantité d'eau potable nécessaire pour chaque personne dans la communauté, qui peut varier en fonction des activités quotidiennes telles que l'hygiène personnelle, la cuisine, l'arrosage des plantes et des jardins, etc….

La dotation d'eau potable domestique varie, comme suit : **[1]**

- 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.

Selon l'état actuel des ressources en eau, sur l'ensemble du territoire Algériens, nous optons, pour la commune de moudjebeur, une dotation domestique de 150 l/j/hab.

II.2.2. Besoins domestique

Les besoins en eau domestique varient selon les habitudes de vie et le nombre de personnes vivant dans un foyer.la consommation moyenne journalière pour la zone d'étude sera calculer comme suite :

$$\mathbf{Q_{moy.j}} = \frac{qi.Ni}{1000}$$

Qmoy.j : Débit moyen journalier [m^3/j].

Ni : Nombre de consommateurs [hab].

qi : Norme moyenne journalière de la consommation propre à chaque catégorie [l/j/hab].

II.2.2.1. Besoins domestiques de l'Etage A

Tableau II.3 : besoins moyens journalier domestiques pour l'étage A.

Année	Nombre d'habitant	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne journalière [m^3/j]
2023	1475	150	221.25
2053	2672	150	400.8

II.2.2.2. Besoins domestiques de l'Etage B

Tableau II.4 : besoins moyens journalier domestiques pour l'étage B.

Année	Nombre d'habitant	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne journalière [m^3/j]
2023	4693	150	703.95
2053	8501	150	1275.15

II.2.3. Besoins en eau des équipements

Les équipements publics ont des besoins en eau très variés ; en fonction de leur utilisation et leur fonctionnement**.** La dotation moyenne journalière, est choisie selon chaque type d'équipement.

Les résultats de calcul de la consommation moyenne journalière des équipements pour chaque étage, sont récapitulé dans les tableaux **II.5** et **II.6**, comme suit :

Tableau II.5 : Détermination des besoins en eau des équipements pour l'étage A

	Type de consommateur	Unité de mesure	Nombre d'unité	Dotation (l/j/usager)	$Q_{moy\ j}$ (m^3/j)
Équipements scolaires	École primaire	Élève	100	10	1
	Lycée	Étudiant	600	10	6
	Crèche	Personne	80	15	1.2
Équipement sanitaires	Centre de santé	Patient	25	15	0.375
Équipement de service	4 Airs de jeux	M^2	145	10	5.8

Tableau II.6 : Détermination des besoins en eau des équipements pour l'étage B.

	Type de Consommateurs	Unité de mesure	Nombre d'unité	Dotation (l/j/usager)	$Q_{moy\ j}$ (m^3/j)
Équipement scolaires	**Ecole**	Élève	200	10	2
	Ecole		180	10	1.8
	CEM		200	10	2
Équipements administratifs	**APC**	Employé	45	15	0.675
	Gendarmerie		20	10	0.2
	PTT		10	10	0.1
	Garde communale		35	15	0.525
	Astreinte ONTF		35	10	0.35
	Surette urbaine		30	15	0.45
	Protection civile		30	15	0.45
Équipement sanitaire	**Centre de santé**	Patient	25	15	0.375
Équipements socioculturels	**Mosquée**	Fidèle	1200	10	12
	Centre culturelle	M^2	50	15	0.75
	Mosquée	Fidèle	1500	10	15
	Bibliothèque	Personne	30	10	0.3
	Centre d'apprentissage		100	10	1
Équipements de service	**Gare routière**	M^2	600	5	3
	Relai café restaurant	Client	50	10	0.5
	Cimetière		50	10	0.5
	Salle omnisport		250	10	2.5
	Place publique	M^2	1200	10	12
	Relai station-service		100	10	1
	3 Aires de jeux		145	10	4.35

A partir des résultats de calcul précédents, les besoins moyens journaliers, sont représentés dans le tableau II.7 pour l'étage A et dans le tableau II.8 pour l'étage B, respectivement :

Tableau II.7 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne à l'horizon actuel 2023(Etage A).

Type de besoins	Consommation moyenne Qmoy j (m3/j)
Domestiques	221.25
Équipements scolaires	8.2
Équipements sanitaires	0.375
Équipements de services	5.8
TOTAL	235.625

Tableau II.8 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne à l'horizon actuel 2023 (Etage B**)**

Type de besoins	Consommation moyenne Qmoy j (m3/j)
Domestiques	703.95
Équipements scolaires	5.8
Équipements administratifs	2.75
Équipements sanitaires	0.375
Équipements socioculturels	29.05
Équipements de services	22.6
TOTAL	764.525

II.2.4. Besoins en eaux des équipements futurs

La consommation en eau pour les besoins des équipements évolue simultanément avec l'évolution de la population. Delà, elle est évaluée à :

$Q_{moyeq,j\ 2053} = 25.875\ [m^3/j]$; pour l'étage A en 2053

$Q_{moyeq,j\ 2053} = 60.575 * 1.8 = 109.035\ [m^3/j]$; pour l'étage B en 2053

En somme, le débit moyen journalier total, pour chaque étage, peut être évalué selon le tableau suivant :

Tableau II.9 : Débit moyen journalier

Etage A		
Type de besoins	**Consommation moyenne journalière (m3/j) à terme actuel (2023)**	**Consommation moyenne journalière (m3/j) à long terme en (2053)**
Domestiques	221.25	400.8
Equipements	14.375	25.875
Total	235.625	426.675
Etage B		
Type de besoins	**Consommation moyenne journalière (m3/j) à terme actuel (2023)**	**Consommation moyenne journalière (m3/j) à long terme en (2053)**
Domestiques	703.95	1275.15
Equipements	60.575	109.035
Total	764.525	1384.185

II.2.5. Majoration du débit moyen journalier total

Le débit moyen journalier total pour chaque étage sera majoré de 15 % en tenant compte des fuites dans le réseau et du gaspillage pratiqué.

Tableau II.10 : Débits moyen journaliers majorés

	Débit moyen journalier majoré (m^3/j)	
Année	Étage A	Étage B
2023	270.968	879.203
2053	490.676	1591.812

II.3. Evaluation de la consommation journalière maximale

Le débit maximum journalier correspond à la journée où la consommation est la plus forte. Il est évalué en multipliant le débit moyen journalier par un coefficient d'irrégularité $K_{max\ j}$.

La consommation journalière maximale est exprimée par la relation suivante :

$$Q_{max,\ j} = K_{max\ ,\ j} * Q_{moy,\ j\ tot}\ [m3/j]$$

Avec :

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

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

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

Les tableaux suivants donnent les débits maximums, journalier pour chaque étage :

Tableau II.11 : Débits maximaux journaliers actuels et futurs

Etage A			
Année	**$Q_{moy, j\ tot}$ [m3/j]**	**$K_{max, j}$**	**$Q_{max, j}$ [m3/j]**
2023	270.968	1.2	325.1625
2053	490.676	1.2	588.8112
Etage B			
Année	**$Q_{moy, j\ tot}$ [m3/j]**	**$K_{max, j}$**	**$Q_{max, j}$ [m3/j]**
2023	879.203	1.2	1055.0436
2053	1591.812	1.2	1910.1744

II.4. Evaluation de la consommation journalière minimale

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

La consommation journalière minimale est exprimée par la relation suivante :

$$Q_{min, j} = K_{min, j} * Q_{moy, j\ tot}\ [m3/j]$$

Avec :

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

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

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

Tableau II.12 : Débits minimaux journaliers actuels et futurs

Etage A			
Année	**$Q_{moy, j\ tot}$ [m3/j]**	**$K_{min, j}$**	**$Q_{min, j}$ [m3/j]**
2023	270.968	0.8	216.7744
2053	490.676	0.8	392.5408
Etage B			
Année	**$Q_{moy, j\ tot}$ [m3/j]**	**$K_{min, j}$**	**$Q_{min, j}$ [m3/j]**
2023	879.203	0.8	703.3624
2053	1591.812	0.8	1273.4496

II.5. Etude de la variation des débits horaires

II.5.1 Débit moyen horaire :

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

$$Q_{moy,h} = \frac{Qmax\ j}{24}$$

II.5.2. Débit maximum horaire :

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

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

Avec :

$K_{max,\ h}$: coefficient d'irrégularité de la consommation horaire maximum est déterminé par la formule suivante :

$$K_{max\ h} = \alpha max * \beta max$$

α_{max} **:** coefficient tenant compte du développement industriel, et des habitudes de la population. Il varie de 1.2 à 1.4

On prend $\alpha_{max} = 1.3$

β max : coefficient lié étroitement à l'accroissement de la population **(voir tableau II.13).**

II.5.3. Débit minimum horaire :

C'est le débit qui correspond à l'heure de la journée où la consommation est la plus faible. Ce débit permet de détecter les endroits de dépôt dans la canalisation et les endroits de fuites dans le réservoir.

$$Q_{min\ h} = K_{min\ h} * Q_{moy\ h}$$

$K_{min\ h}$: coefficient d'irrégularité de la consommation horaire minimum est déterminé par la formule suivante :

$$K_{min\ h} = \alpha min * \beta min$$

α_{min} : coefficient tenant compte du développement industriel du retard de consommation et des habitudes de la population. Il varie de 0.4 à 0.6

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

β min : coefficient lié étroitement à l'accroissement de la population**.**

Tableau II.13 : Valeurs du coefficient β en fonction de la population.**[1]**

Nombre d'hab	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	1000000
βmax	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1
βmin	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1

En résumé, les valeurs évaluées des débits horaires sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau II.14 : Débits horaires actuels et futurs

Etage A					
Année	**$Q_{moy\ h}$** (m^3/h)	**$K_{max\ h}$**	**$Q_{max.h}$** (m^3/h)	**$K_{min\ h}$**	**$Q_{min\ h}$** (m^3/h)
2023	13.5484	2.457	33.2884	0.05	0.6774
2053	24.5338	2.015	49.4356	0.075	1.84
Etage B					
Année	**$Q_{moy\ h}$** (m^3/h)	**$K_{max\ h}$**	**$Q_{max.h}$** (m^3/h)	**$K_{min\ h}$**	**$Q_{min\ h}$** (m^3/h)
2023	43.9601	1.95	85.7221	0.1	4.3960
2053	79.5906	1.755	139.6815	0.162	12.8936

II.6. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est lié directement à l'importance et le nombre de ses habitants. On trouve dans le tableau suivant la répartition horaire du débit maximal journalier, au cours des heures de la journée, en fonction du nombre d'habitant.

II.6.1. Etage A :

Le tableau suivant donne la consommation horaire de la journée en fonction du nombre d'habitant pour l'étage supérieure A.

Tableau II.15 : Variation des débits horaires, en 2023, pour l'étage A

Heures	Ch (%)	Qh (m^3/ h)	Ch cumulé (%)	Qh cumulé (m^3/ h)
0-1	1.00%	3.2516	1.00%	3.2516
1_2	1.00%	3.2516	2.00%	6.5032
2_3	1.00%	3.2516	3.00%	9.7548
3_4	1.00%	3.2516	4.00%	13.0065
4_5	2.00%	6.5032	6.00%	19.5097
5_6	3.00%	9.7548	9.00%	29.2645
6_7	5.00%	16.2581	14.00%	45.5226
7_8	6.50%	21.1355	20.50%	66.6581
8_9	6.50%	21.1355	27.00%	87.7936
9_10	5.50%	17.8839	32.50%	105.6775
10_11	4.50%	14.6323	37.00%	120.3098
11_12	5.50%	17.8839	42.50%	138.1937
12_13	7.00%	22.7613	49.50%	160.9550
13_14	7.00%	22.7613	56.50%	183.7163
14_15	5.50%	17.8839	62.00%	201.6002
15_16	4.50%	14.6323	66.50%	216.2325
16_17	5.00%	16.2581	71.50%	232.4905
17_18	6.50%	21.1355	78.00%	253.6260
18_19	6.50%	21.1355	84.50%	274.7616
19_20	5.00%	16.2581	89.50%	291.0196
20_21	4.50%	14.6323	94.00%	305.6519
21_22	3.00%	9.7548	97.00%	315.4068
22_23	2.00%	6.5032	99.00%	321.9100
23_24	1.00%	3.2516	100.00%	325.1616
Total	100.00%	325.1616		

D'après les valeurs du tableau de variation des débits, l'heure de pointe est située entre 12h à 14h.

D'où, le $Q_{max\ h} = 22.7613\ m^3/h$

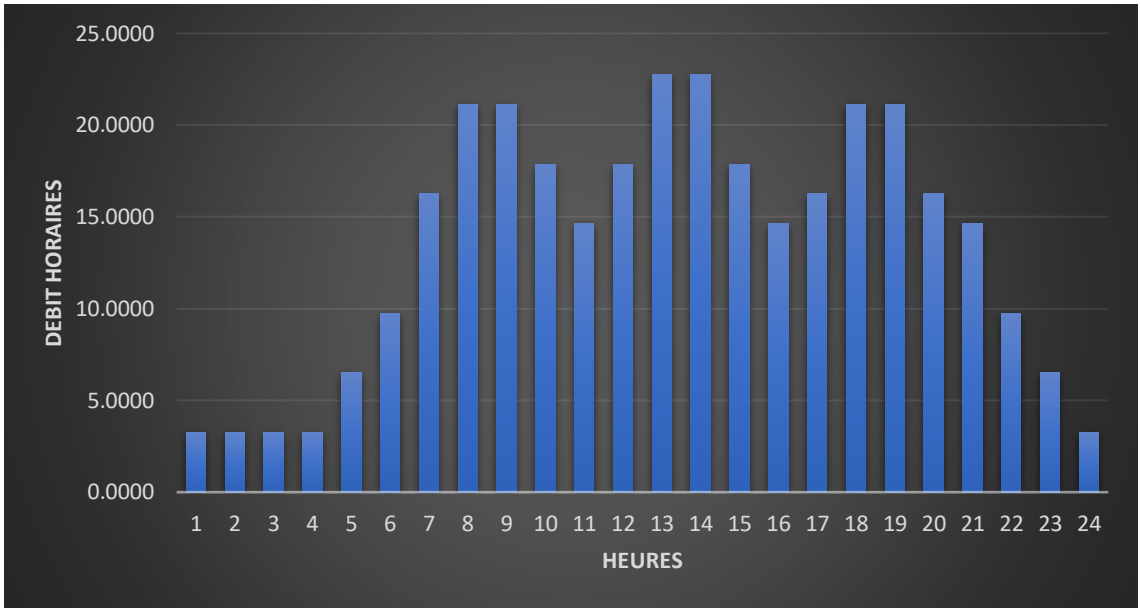


Figure II.1 : Graphique de consommation de l'étage A (2023).

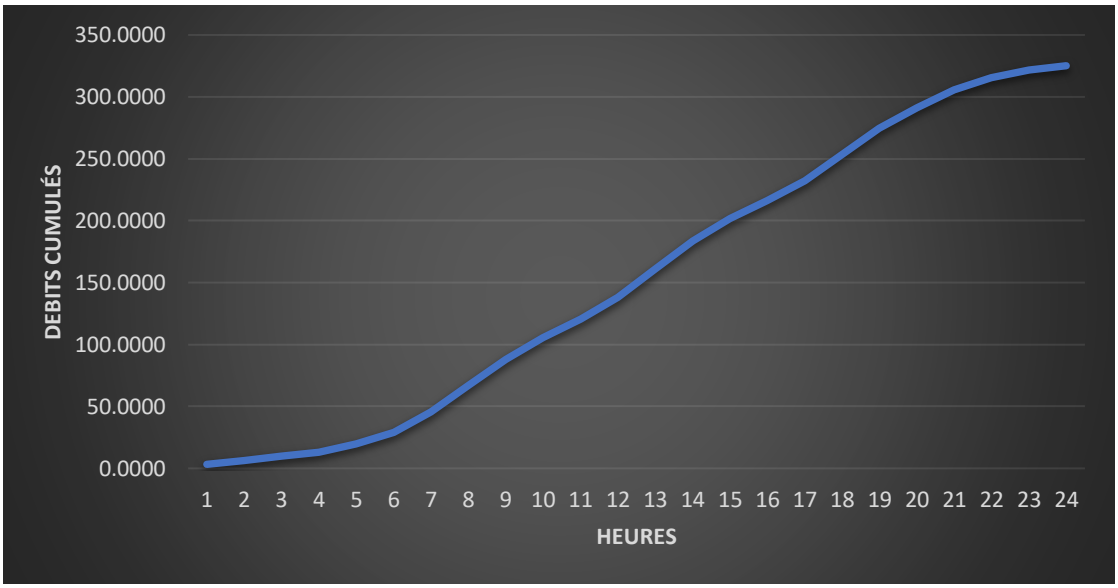


Figure II.2 : Courbe des débits cumulés de l'étage A (2023).

II.6.2. Etage B :

Tableau II.16 : Variation des débits horaires en 2023, pour l'étage B.

Heures	Ch (%)	Qh (m^3/ h)	Ch cumulé (%)	Qh cumulé (m^3/ h)
0-1	1.00%	10.5504	1.00%	10.5504
1_2	1.00%	10.5504	2.00%	21.1009
2_3	1.00%	10.5504	3.00%	31.6513
3_4	1.00%	10.5504	4.00%	42.2017
4_5	2.00%	21.1009	6.00%	63.3026
5_6	3.00%	31.6513	9.00%	94.9539
6_7	5.00%	52.7522	14.00%	147.7061
7_8	6.50%	68.5778	20.50%	216.2839
8_9	6.50%	68.5778	27.00%	284.8618
9_10	5.50%	58.0274	32.50%	342.8892
10_11	4.50%	47.4770	37.00%	390.3661
11_12	5.50%	58.0274	42.50%	448.3935
12_13	7.00%	73.8531	49.50%	522.2466
13_14	7.00%	73.8531	56.50%	596.0996
14_15	5.50%	58.0274	62.00%	654.1270
15_16	4.50%	47.4770	66.50%	701.6040
16_17	5.00%	52.7522	71.50%	754.3562
17_18	6.50%	68.5778	78.00%	822.9340
18_19	6.50%	68.5778	84.50%	891.5118
19_20	5.00%	52.7522	89.50%	944.2640
20_21	4.50%	47.4770	94.00%	991.7410
21_22	3.00%	31.6513	97.00%	1023.3923
22_23	2.00%	21.1009	99.00%	1044.4932
23_24	1.00%	10.5504	100.00%	1055.0436
Total	100.00%	1055.0436		

D'après les valeurs de tableau de variation des débits l'heure de pointe est située entre 12h à 14h

D'où, $Q_{max\,h} = 73.8531\ m^3/h$

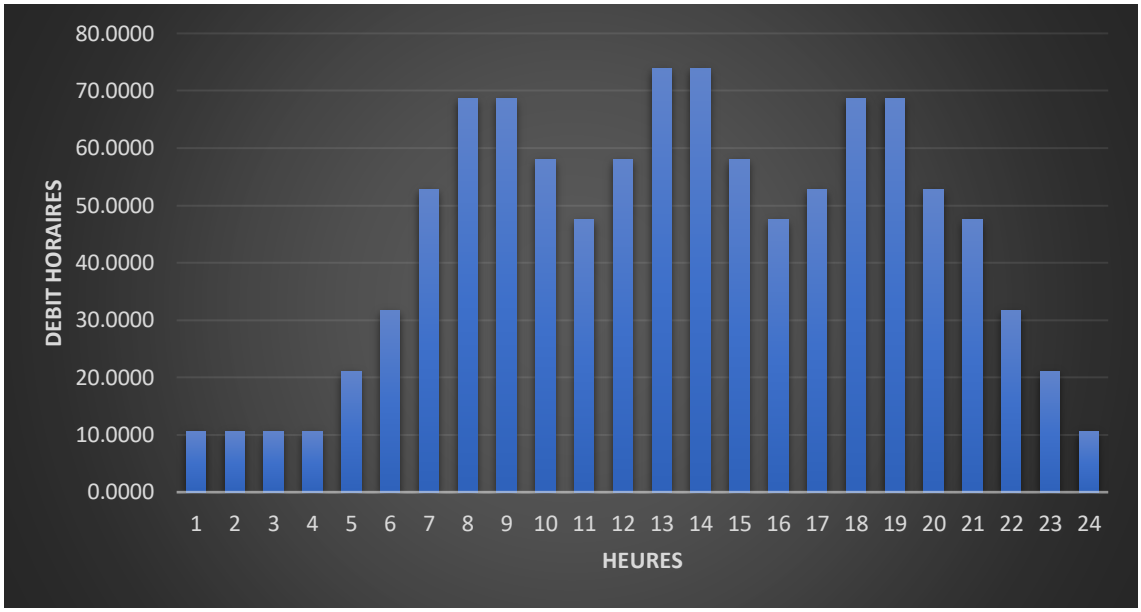


Figure II.3 : Graphique de consommation de l'étage B (2023)

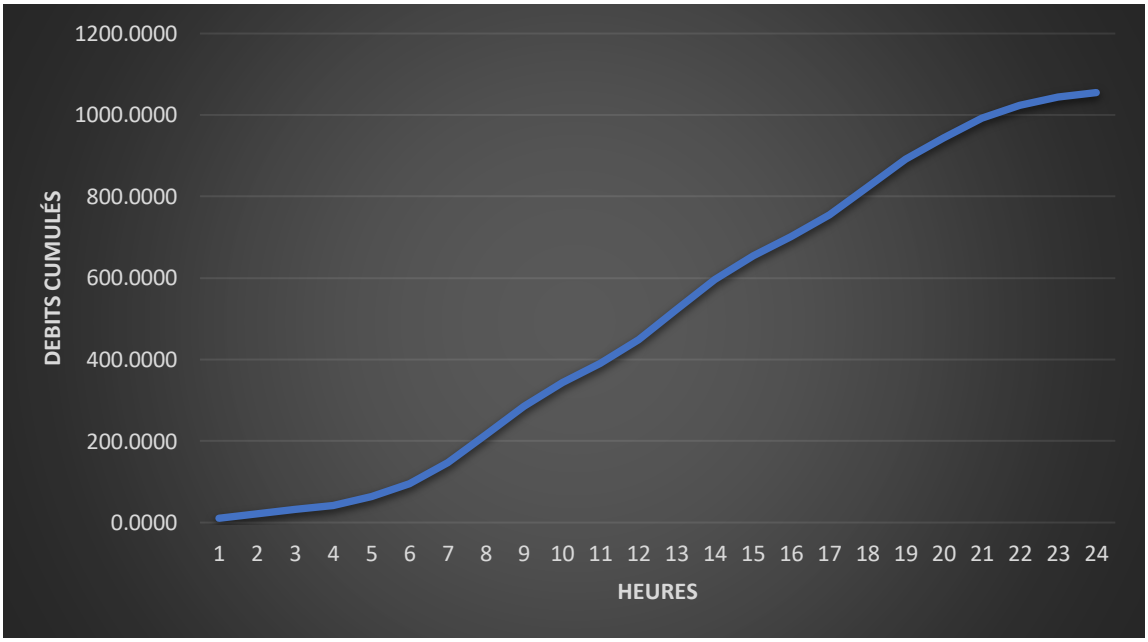


Figure II.4 : Courbe des débits cumulés de l'étage B (2023)

Tableau II.17 : Variation des débits horaires à l'horizon 2053 de l'étage A.

Heures	Ch (%)	Qh (m^3/ h)	Ch cumulé (%)	Qh cumulé (m^3/ h)
0-1	1.00%	5.8881	1.00%	5.8881
1_2	1.00%	5.8881	2.00%	11.7762
2_3	1.00%	5.8881	3.00%	17.6643
3_4	1.00%	5.8881	4.00%	23.5524
4_5	2.00%	11.7762	6.00%	35.3287
5_6	3.00%	17.6643	9.00%	52.9930
6_7	5.00%	29.4406	14.00%	82.4336
7_8	6.50%	38.2727	20.50%	120.7063
8_9	6.50%	38.2727	27.00%	158.9790
9_10	5.50%	32.3846	32.50%	191.3636
10_11	4.50%	26.4965	37.00%	217.8601
11_12	5.50%	32.3846	42.50%	250.2448
12_13	7.00%	41.2168	49.50%	291.4615
13_14	7.00%	41.2168	56.50%	332.6783
14_15	5.50%	32.3846	62.00%	365.0629
15_16	4.50%	26.4965	66.50%	391.5594
16_17	5.00%	29.4406	71.50%	421.0000
17_18	6.50%	38.2727	78.00%	459.2727
18_19	6.50%	38.2727	84.50%	497.5455
19_20	5.00%	29.4406	89.50%	526.9860
20_21	4.50%	26.4965	94.00%	553.4825
21_22	3.00%	17.6643	97.00%	571.1469
22_23	2.00%	11.7762	99.00%	582.9231
23_24	1.00%	5.8881	100.00%	588.8112
Total	100.00%	588.8112		

D'après les valeurs de tableau de variation des débits l'heure de pointe est située entre 12h à 14h

D'où, $Q_{max\ h} = 41.2168\ m^3/h$.

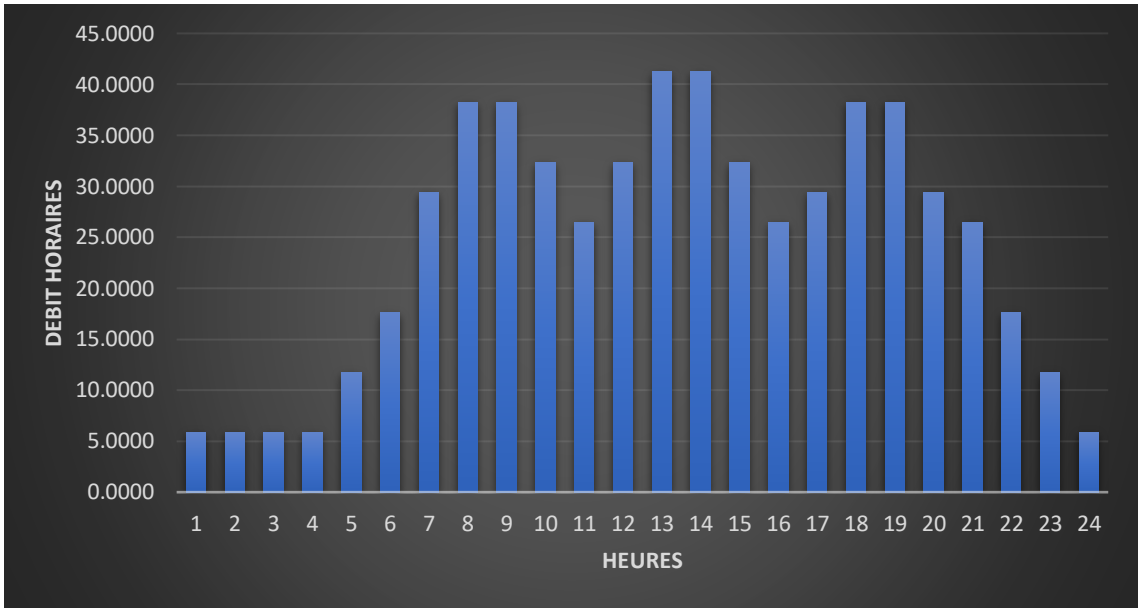


Figure II.5 : Graphique de consommation de l'étage A (2053).

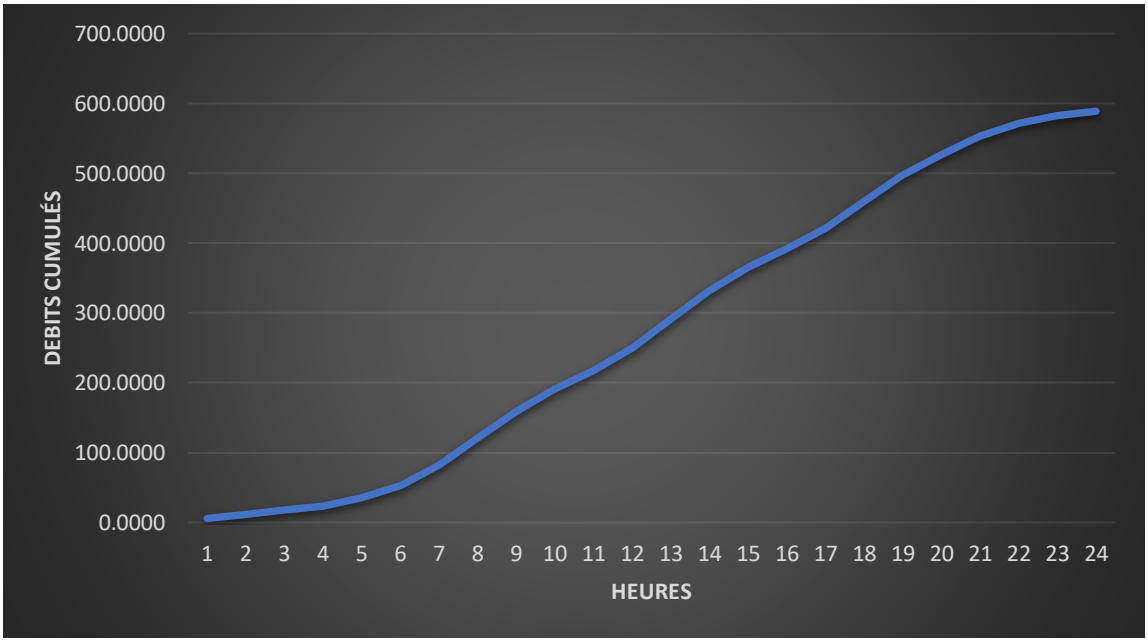


Figure II.6 : Courbe des débits cumulés de l'étage A (2053)

Tableau II.18 : Variation des débits horaires à l'horizon 2053 de l'étage B.

Heures	Ch (%)	Qh (m^3/ h)	Ch cumulé (%)	Qh cumulé (m^3/ h)
0-1	1.00%	19.1017	1.00%	19.1017
1_2	1.00%	19.1017	2.00%	38.2035
2_3	1.00%	19.1017	3.00%	57.3052
3_4	1.00%	19.1017	4.00%	76.4070
4_5	2.00%	38.2035	6.00%	114.6105
5_6	3.00%	57.3052	9.00%	171.9157
6_7	5.00%	95.5087	14.00%	267.4244
7_8	6.50%	124.1613	20.50%	391.5858
8_9	6.50%	124.1613	27.00%	515.7471
9_10	5.50%	105.0596	32.50%	620.8067
10_11	4.50%	85.9578	37.00%	706.7645
11_12	5.50%	105.0596	42.50%	811.8241
12_13	7.00%	133.7122	49.50%	945.5363
13_14	7.00%	133.7122	56.50%	1079.2485
14_15	5.50%	105.0596	62.00%	1184.3081
15_16	4.50%	85.9578	66.50%	1270.2660
16_17	5.00%	95.5087	71.50%	1365.7747
17_18	6.50%	124.1613	78.00%	1489.9360
18_19	6.50%	124.1613	84.50%	1614.0974
19_20	5.00%	95.5087	89.50%	1709.6061
20_21	4.50%	85.9578	94.00%	1795.5639
21_22	3.00%	57.3052	97.00%	1852.8692
22_23	2.00%	38.2035	99.00%	1891.0727
23_24	1.00%	19.1017	100.00%	1910.1744
Total	100.00%	1910.1744		

D'après les valeurs de tableau de variation des débits l'heure de pointe est située entre 12h à 14h

D'où, $Q_{max\ h} = 133.7122\ m^3/h$.

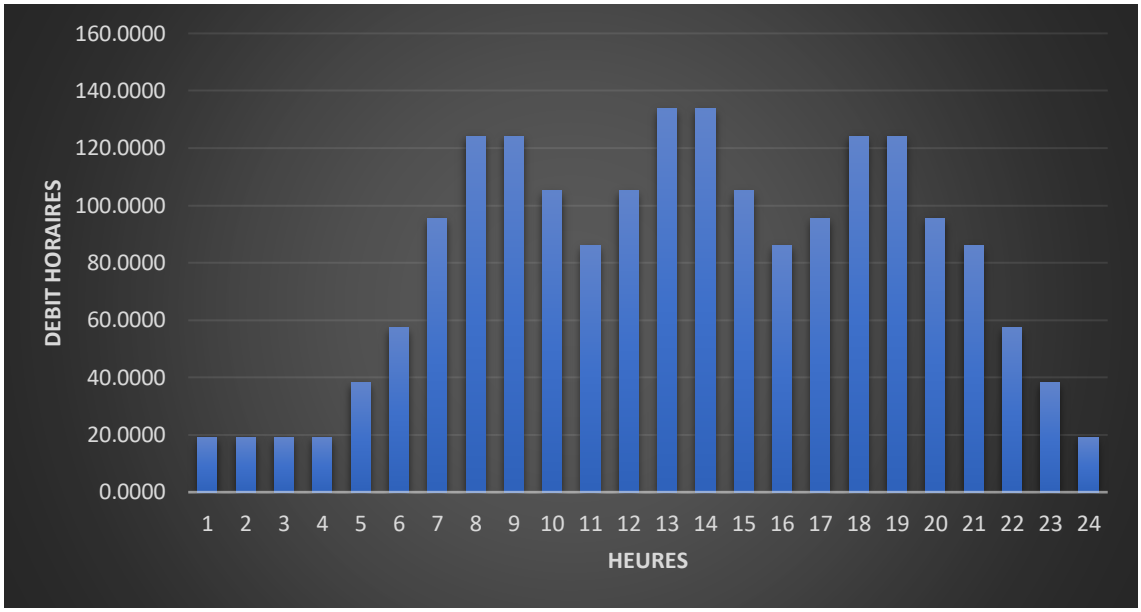


Figure II.7 : graphique de consommation de l'étage B (2053)

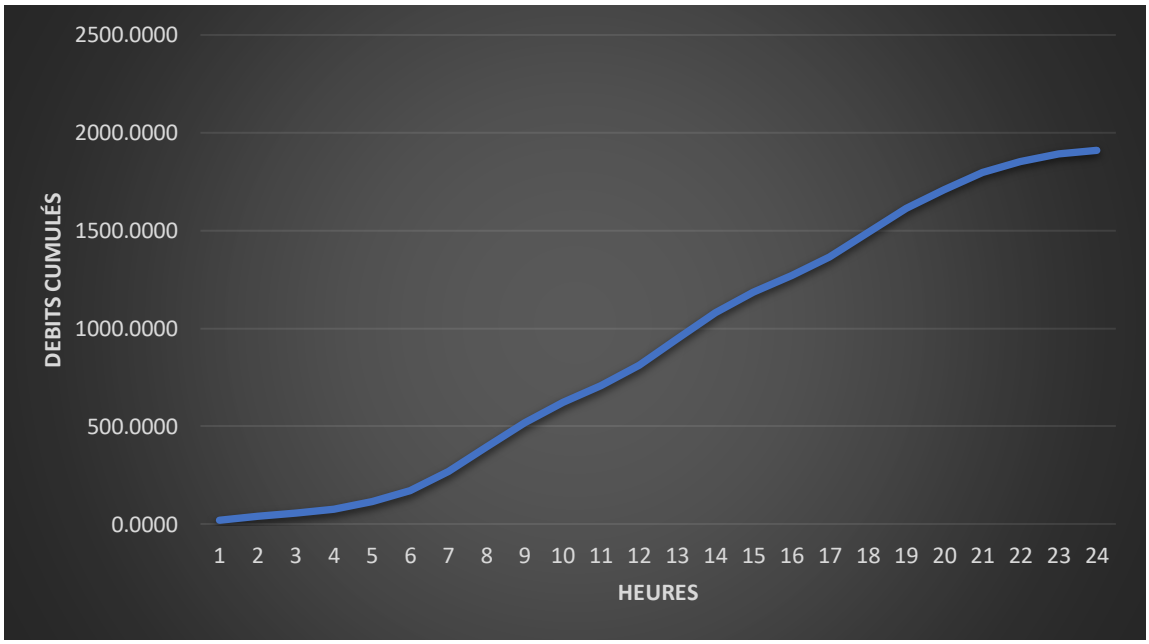


Figure II.8 : courbe des débits cumulés de l'étage B (2053)

II.7. Comparaison entre les ressources disponibles et les besoins en eau potable futurs

D'après le calcul effectuer concernant l'estimation des besoins en eau potable futur on a trouvé que la région d'étude a besoin de 2498.98 m^3/j, et la capacité de production de la station de traitement est de 3164 m^3/j. donc on n'a pas un déficit et la station de traitement peut satisfaire nos besoins en eau futur.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons abordé une analyse sur l'évolution démographique jusqu'à l'horizon 2053 des zones d'études avec une population totale de 11173 habitants.

Nous avons évalué les différents débits de consommation d'eau potable ; qui vont servir de données de base pour le présent projet.

Chapitre III :
Diagnostic du réseau d'AEP existant

Chapitre III : Diagnostic du réseau d'AEP existant

Introduction

Dans ce chapitre, l'objectif est l'évaluation de l'état et des performances du réseau de distribution d'eau potable de la ville de Moudjebeur. Cela implique l'identification des problèmes potentiels, tels que les fuites, les ruptures de conduite et les anomalies de pression.

III.1. Ressources en eaux

- **Barrage de Hlaouénne**

Une conduite d'adduction gravitaire, de diamètre Ø300 en Amiante ciment, sur une longueur de 2317.00 m, qui se réduit à Ø160, en Polyéthylène sur une longueur de 6925.00 m, transporte l'eau du barrage Hlaouènne vers le réservoir R200 m3 de la station de traitement. L'eau arrive, gravitairement à ce réservoir et à partir de ce dernier, l'alimentation en eau de la station de traitement s'effectue par une conduite gravitaire de diamètre Ø110 avec un linéaire de 162 m.

Un by-pass est installé juste à l'entrée de la station de traitement pour alimenter la station directement du barrage et en gravité sans passer par le réservoir R200 m3. La manipulation est assurée par des vannes de sectionnement placées sur les conduites après le té et elles sont protégées dans un regard.

- **Source Abdallah Yakoub**

Un captage souterrain existe à 12 m environ de l'ouvrage de stockage qui alimente en eau une bâche de 40 m3 par une conduite Ø110 PVC.

La bâche d'eau est conçue pour pomper les eaux de la source vers le réservoir R500 m3 de la ville par la conduite Ø63n, en Acier Galvanisé, sur une longueur de 159m. la source a une capacité de 40 m^3/j.

Une chambre de vanne est collée à la bâche du côté de la sotie des conduites de distribution.



Figure III.1 : source Abdallah Yakoub (DRE Médéa).

- **Forage d'Zaouia**

Le forage est réalisé au Nord-Est du réservoir R100m3 d'Zaouia à plus de 100m de distance. La quantité d'eau aspirée par la pompe du forage est refoulée, directement, vers le réservoir R100m3 par le biais de la conduite Ø63n, en Acier Galvanisé, sur une longueur de 105.83 m. Le forage et ses équipements sont protégés dans un abri en dur et dispose d'une clôture bien gardée. La production en eau du forage est estimée à 50 m3/jour



Figure III.2 : Forage zaouia (DRE Médéa)

Remarque :

Selon la DRE de Médéa, la ville de Moudjebeur sera alimentée uniquement par le barrage de Hlaouénne à cause du rabattement de la nappe d'eau de la source et du forage Zaouia.

III.2. Diagnostic de l'adduction

III.2.1. Diagnostic hydraulique du réseau d'adduction actuel :

Les résultats de la simulation du réseau d'adduction actuel, au moyen du Logiciel EPANET, sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : résultats de simulation de l'adduction actuelle.

Tronçon	Type de matériau	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Perte de charge
Station de pompage - point de ramification	PEHD PN6	160	1.02	6.48
Point de ramification - R500	PEHD PN6	160	6.92	226.98
Point de ramification - R100	Acier	150	5.21	123.22
Source - R 500	Acier galvanisé	63	1.23	0.84
Forage -R100	Acier galvanisé	63	0.49	0.57

- La vitesse est trop élevée dans les deux tronçons (point de ramification vers R100 et R500), ce qui signifie l'augmentation de la perte de charge
- La pression au niveau du point de ramification de l'adduction est de 11 m. cette pression n'est pas suffisante pour alimenter le réservoir de l'étage supérieur. Donc on a un retour d'eau au niveau du tronçon (point de ramification – R100).

D'où, Il faut assurer une pression suffisante pour que l'eau arrive au réservoir R 100 m^3 en changeant les tronçons qui sont en mauvais état.

III.2.2. Diagnostic physique du réseau d'adduction actuel

L'état physique des éléments du réseau d'adduction actuel est présenté dans le tableau ci-après.

Tableau III.2 : Caractéristiques et état de l'adduction actuel.

Adduction	Matériaux	Diamètre (mm)	Linéaire (m)	État physique
Station de pompage- point de ramification	PEHD PN6	160	1278.14	Mauvais
Point de ramification – R500m^3	PEHD PN6	160	26.93	Mauvais
Point de ramification - R100m^3	AC	150	337.66	Mauvais
Forage - R 100m^3	AG	63	109.6	Bon
source-R 500m^3	AG	63	165.84	Bon

Source : DRE Médéa

III.3. Diagnostic des ouvrages de stockage

Afin d'acheminer les eaux du barrage vers la ville de Moudjebeur, plusieurs ouvrages ont été construits le long du tracé de l'adduction pour permettre le transfert des eaux dans de bonnes conditions. Ajoutés à ces ouvrages ceux de stockages situés dans le périmètre de la ville.

III.3.1. Réservoirs

Le stockage de l'eau pour la ville de Moudjebeur est assuré par deux réservoirs :

- Le réservoir de 500 m^3 qui est destiné pour alimenter l'étage inférieur de la ville, C'est un réservoir circulaire en béton armé, son remplissage est assuré par la conduite PEHD 160 mm

Il permet la couverture d'une grande partie du réseau de la ville.

Il existe à la sortie du réservoir, et sur la conduite maitresse Ø110mm, deux vannes de sectionnement qui permettent d'orienter l'alimentation sur le réseau.

Tableau III.3 : Caractéristiques du réservoir de l'étage B.

Type d'ouvrage	Capacité (m3)	Cote de radier (m)	Cote de trop plein (m)	État	Emplacement
Réservoir semi enterré	500	649.85	654.25	Bon	Étage inferieur



Figure III.3 : Chambre des vannes du réservoir R 500 m^3 (DRE Médéa)

Le diagnostic visuel montre que :

- La chambre des vannes du réservoir R 500 m^3 est en mauvais état.
- Manque d'entretien de l'installation.
- Pas de comptage d'eau au niveau du réservoir.
- Manque de nettoyage de la chambre.
- L'étanchéité du réservoir est bonne (pas de fuite).
- La conduite d'arrivée est en bon état.

- La conduite de trop plein est en bon état.



Figure III.4 : Réservoir R 500 m^3 (DRE Médéa).

Recommandations : on recommande pour le réservoir R 500 m^3

- De peindre le réservoir d'eau.
- Nettoyer la chambre des vannes.
- Installer un compteur d'eau.
- Il faut changer les accessoires qui sont en état dégradé.

➢ Le réservoir R 100 m3, qui est destiné pour alimenter l'étage supérieur de la ville, est alimenté par une conduite en acier DN 150. Il est de type circulaire, semi enterré en béton armé.

Tableau III.4 : Caractéristiques du réservoir de l'étage A.

Type d'ouvrage	Capacité (m3)	Cote de radier (m)	Cote de trop plein (m)	État	Emplacement
Réservoir semi enterré	100	696.57	699.77	Bon	Étage supérieur



Figure III.5 : Réservoir R 100 m^3 (DRE Médéa).

Le diagnostic visuel montre :

- Pas de comptage d'eau au niveau du réservoir.
- La chambre des vannes est en mauvais état (corrosion des accessoires).
- Accumulation des sédiments et des algues à l'intérieur du réservoir.
- Manque de nettoyage de la chambre des vannes.
- Manque de javellisation pour la stérilisation



Figure III.6 : Chambre des vannes du réservoir R 100 m^3 (DRE Médéa).

Recommandations : Nous recommandons pour le réservoir R100m^3 :

- Installer un compteur d'eau.
- Installer un procédé de javellisation.
- Il faut changer les accessoires qui sont en mauvais état.

➢ Réservoir R 40 m^3 de la source Abdellah Yakoub :

La bâche d'eau de 40 m3 de la source sert à l'aspiration vers le réservoir R500m3 par la pompe installée à cet effet. Cela n'empêche pas la distribution à partir de cette même bâche vers le réseau inférieur de la ville. Cette distribution est assurée par la conduite principale de diamètre Ø90 en polyéthylène. En conséquence, le réseau inférieur de la ville pourra être alimenté, séparément, à partir du réservoir R500 ou de la bâche.



Figure III.7 : Chambre des vannes de la source Abdellah Yakoub (DRE Médéa)

Le diagnostic visuel montre que :

- Les accessoires de la chambre sont corrodés.
- Manque de nettoyage de la chambre.
- La clôture est corrodée.

Recommandations :

On recommande de :

- Nettoyer la chambre des vannes.
- Changer les accessoires qui sont en état dégradé.
- Installer une nouvelle clôture.

III.3.2. Equipements des réservoirs

a. Réservoir R 500 m^3 :



Figure III.8 : Réservoir R500 m^3 avec sa chambre des vannes (DRE Médéa)

Le réservoir est équipé par :

- Une conduite de vidange
- Une conduite de trop plein
- Une conduite de distribution, DN 200 en PEHD, vers le réseau de distribution de l'étage inférieur.
- Chambre des vannes.

b. Réservoirs R 100 m3 :



Figure III.9 : Réservoir R 100 m^3 (DRE Médéa).

Equipements du réservoir R100 m^3 :

- Conduite de vidange
- Conduite de trop plein
- Deux Conduites de distribution DN 90 et 110 PEHD

III.4. Diagnostic de la Station de pompage

La station de pompage refoule les eaux traitées vers : les réservoirs de Moudjebeur le R500 et le R100 m3

La station de pompage est installée à l'intérieur du Monobloc. Elle refoule l'eau traitée, vers le R500 m3 qui se situe plus bas que le R100 m3 par l'intermédiaire de la conduite Ø160 sur une longueur de 1270m. Ensuite le refoulement se fait vers le R100 m3, en utilisant la même conduite prolongée d'un tronçon de 337 m. Des vannes de sectionnement sont installées sur les conduites et sont placées juste à l'entrée du R500 m3.



Figure III.10 : Station de pompage (DRE Médéa).

Le diagnostic visuel montre :

- Le socle ne répond pas aux normes (30 cm à 50 cm).
- Le pont roulant est en mauvais état.
- Le système de drainage n'est pas protégé par les grilles de protection.
- Absence d'appareil de mesure de pression.
- Les pompes sont en bon état.

III.5. Diagnostic du réseau de distribution :

Le diagnostic du réseau de distribution est une évaluation détaillée de l'état du réseau pour identifier les problèmes qui affectent son fonctionnement et de proposer des solutions pour les résoudre.

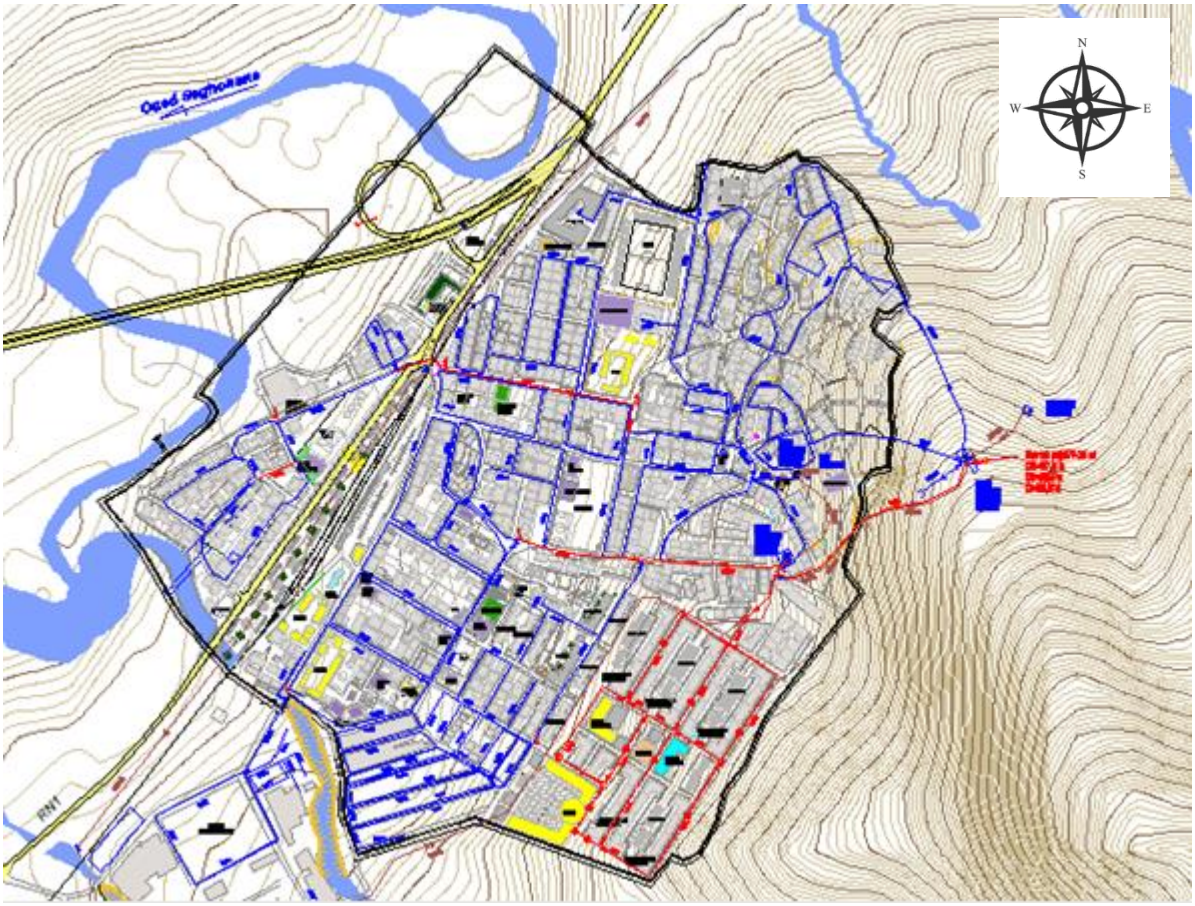


Figure III.11 : Réseau de distribution actuel de la ville de Moudjebeur

Le réseau de la ville de Moudjebeur est de type mixte (maillé et ramifié), les diamètres varient entre DN 40 mm et DN 250 mm.

- Les vannes sont pour la plupart à bouche à clef.
- Pas de compteur d'eau au niveau des abonnées.
- Le matériau utilisé souvent est le PEHD.
- Le Nombre de vannes existantes sur le réseau de distribution est **34 vannes**.

(Source : DRE Médéa).

III.5.1. Calcul hydraulique du réseau de distribution existant :

III.5.1.1. Calcul des débits :

a. Débit spécifique :

$$q_{sp} = Qri / \sum Li \ (l/s/ml) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ (III.1)$$

Avec :

∑Li : somme des longueurs de tous les tronçons assurant le service en route (m)

Qri : débit en route (l/s).

$$Qri = Qpt - \sum Qconc \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.2)$$

Avec :

Qpt : débit de pointe (l/s).

∑Qconc : la somme des débits concentrés (l/s).

Pour notre cas : ∑Qconc= 0 l/s

b. Débit en route

Il est défini comme étant le débit de consommation reparti uniformément le long d'un tronçon du réseau.

$$Qri = Qsp \times Li \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.3)$$

Avec :

Qri : débit en route d'un tronçon i (l/s).

Li : longueur d'un tronçon i en mètre (m).

Qsp : débit spécifique en (l/s/m).

c. Débits aux nœuds :

$$Qni = 0.5 \sum Qr + \sum Qconc \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.4)$$

Avec :

Qni : débit au nœud (l/s).

∑Qconc : somme des débits concentres au nœud considérés (l/s).

∑Qr : somme des débits en route des tronçons aboutissant au nœud 'i'

- **Pour l'étage A on a :**
  - ∑ Li = 3210.2 ml.
  - Q_{maxh} = 22.7613 m^3/h = 6.3225 l/s.

- $Q_{sp} = \frac{6.3225}{3210.2} = 0.001969$ l/s/m

Le tableau suivant présente les valeurs des débits routes du réseau de l'étage A :

Tableau III.5 : Valeurs des débits en route du réseau de l'étage A.

Tronçon	Longueurs (m)	Qr (l/s)
Tuyau p106	98.54	0.1940
Tuyau p107	118.3	0.2329
Tuyau p108	186.7	0.3676
Tuyau p109	71.07	0.1399
Tuyau p110	43.13	0.0849
Tuyau p112	91.06	0.1793
Tuyau p113	111.4	0.2193
Tuyau p114	184.04	0.3624
Tuyau p115	55.9	0.1101
Tuyau p173	110.5	0.2176
Tuyau p174	85.45	0.1683
Tuyau p175	288.2	0.5675
Tuyau p182	222.4	0.4379
Tuyau p183	35.1	0.0691
Tuyau p184	228.4	0.4497
Tuyau p185	115.7	0.2278
Tuyau p187	145.3	0.2861
Tuyau p186	42.4	0.0835
Tuyau p188	224.2	0.4414
Tuyau p189	79.59	0.1567
Tuyau p190	271.7	0.5350
Tuyau p191	117.6	0.2316
Tuyau p192	191.8	0.3777
Tuyau 11	91.72	0.1806
Somme	3210.2	6.3209

- **Etage B :**

- $\sum$ Li = 14861.94 ml.
- Q_{maxh} = 73.8531 m^3/h = 20.51475 l/s.

- $Q_{sp} = \frac{20.51475}{14992.377} = 0.0013803$ l/s/m

Le tableau suivant présente les valeurs des débits routes du réseau de l'étage B :

Tableau III.6 : Valeurs des débits en route du réseau de l'étage B

Tronçon	Longueurs (m)	Qr (l/s)	Tronçon	Longueurs (m)	Qr (l/s)
Tuyau p1	101.8	0.1405	Tuyau p41	70.2	0.0970
Tuyau p2	52.2	0.0721	Tuyau p42	50.1	0.0692
Tuyau p5	51.8	0.0716	Tuyau p43	43.05	0.0594
Tuyau p6	27.4	0.0378	Tuyau p44	24.9	0.0345
Tuyau p8	79.0	0.1091	Tuyau p45	48.6	0.0672
Tuyau p9	80.5	0.1112	Tuyau p46	60.03	0.0829
Tuyau p10	82.6	0.1141	Tuyau p47	303.7	0.4192
Tuyau p11	176.3	0.2433	Tuyau p48	104	0.1436
Tuyau p12	123.2	0.1701	Tuyau p49	46.4	0.0641
Tuyau p13	290.9	0.4015	Tuyau p50	158.2	0.2184
Tuyau p14	240.9	0.3325	Tuyau p51	125	0.1725
Tuyau p15	239.4	0.3304	Tuyau p52	46.1	0.0637
Tuyau p16	241.7	0.3336	Tuyau p53	160.8	0.2220
Tuyau p17	241	0.3327	Tuyau p54	64	0.0883
Tuyau p18	129.3	0.1785	Tuyau p56	185.1	0.2555
Tuyau p19	168.9	0.2331	Tuyau p57	78.8	0.1088
Tuyau p21	128	0.1767	Tuyau p58	12.4	0.0172
Tuyau p22	132.9	0.1834	Tuyau p59	41.5	0.0574
Tuyau p23	211.1	0.2914	Tuyau p60	40.9	0.0565
Tuyau p24	206.1	0.2845	Tuyau p62	29.8	0.0412
Tuyau p25	30.3	0.0419	Tuyau p64	79.1	0.1092
Tuyau p26	63.4	0.0875	Tuyau p65	77.3	0.1068
Tuyau p28	143.5	0.1981	Tuyau p66	83.1	0.1147
Tuyau p29	136.9	0.1890	Tuyau p67	123.1	0.1699
Tuyau p31	33.3	0.0461	Tuyau p68	58.6	0.0810
Tuyau p32	39.1	0.0540	Tuyau p69	58.57	0.0808
Tuyau p34	42.1	0.0581	Tuyau p70	84.61	0.1168
Tuyau p35	42.0	0.0581	Tuyau p71	190.1	0.2624
Tuyau p36	188.4	0.2600	Tuyau p73	167.4	0.2311
Tuyau p37	147.9	0.2041	Tuyau p77	297.7	0.4109
Tuyau p38	102.9	0.1420	Tuyau p80	115.4	0.1593
Tuyau p39	151.3	0.2088	Tuyau p81	168.1	0.2320
Tuyau p40	159.1	0.2196	Tuyau p82	176.8	0.2440

Tableau III.6 : Valeurs des débits en route du réseau de l'étage B (suite)

Tronçon	Longueurs (m)	Qr (l/s)	Tronçon	Longueurs (m)	Qr (l/s)
Tuyau p83	90,0	0,1242	Tuyau p140	48,0	0,0663
Tuyau p84	94,0	0,1298	Tuyau p143	22,8	0,0316
Tuyau p85	153,6	0,2120	Tuyau p144	40,7	0,0562
Tuyau p86	43,9	0,0606	Tuyau p145	89,7	0,1239
Tuyau p91	154,3	0,2130	Tuyau p146	146,1	0,2017
Tuyau p92	285,5	0,3941	Tuyau p147	125	0,1725
Tuyau p93	15,0	0,0207	Tuyau p149	58,1	0,0803
Tuyau p94	85,6	0,1182	Tuyau p150	22,8	0,0315
Tuyau p95	45,5	0,0629	Tuyau p151	86,1	0,1189
Tuyau p96	128,3	0,1771	Tuyau p153	55,9	0,0772
Tuyau p97	51,6	0,0713	Tuyau p155	143,3	0,1978
Tuyau p98	151,3	0,2088	Tuyau p159	114,6	0,1582
Tuyau p99	148,7	0,2053	Tuyau p160	27,5	0,0381
Tuyau p100	188,7	0,2605	Tuyau p161	83,7	0,1156
Tuyau p104	12,2	0,0169	Tuyau p162	83,4	0,1152
Tuyau p116	69,4	0,0959	Tuyau p163	84,2	0,1163
Tuyau p117	207,7	0,2867	Tuyau p164	69,1	0,0954
Tuyau p118	193,7	0,2674	Tuyau p165	181,3	0,2502
Tuyau p119	79,5	0,1098	Tuyau p166	28,1	0,0389
Tuyau p120	183,7	0,2536	Tuyau p167	25,0	0,0345
Tuyau p122	183,5	0,2533	Tuyau p168	35,4	0,0490
Tuyau p123	205,7	0,2839	Tuyau p169	236,3	0,3262
Tuyau p125	237,1	0,3273	Tuyau p171	85,1	0,1175
Tuyau p128	45,3	0,0626	Tuyau p172	42,0	0,0580
Tuyau p130	52,7	0,0728	Tuyau p176	114,5	0,1580
Tuyau p131	90,8	0,1254	Tuyau p178	59,4	0,0821
Tuyau p132	71,0	0,0981	Tuyau p179	90,7	0,1253
Tuyau p133	26,2	0,0362	Tuyau p180	32,3	0,0447
Tuyau p134	48,2	0,0666	Tuyau 1	143,4	0,1980
Tuyau p135	196,1	0,2707	Tuyau 3	134,6	0,1859
Tuyau p136	195,3	0,2696	Tuyau 6	140,7	0,1942
Tuyau p137	60,1	0,0831	Tuyau 13	41,7	0,0576
Tuyau p139	72	0,0994	Tuyau 15	117,3	0,1620
			Tuyau 16	138,7	0,1915
			Tuyau 17	112,4	0,1553
			Tuyau 18	78,2	0,1080
			Tuyau 19	35,1	0,0485

Débits aux nœuds :

- **Etage A :**

Les valeurs des débits aux nœuds sont montrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.7 : Valeurs des débits aux nœuds du réseau de l'étage A

ID Noeud	Qn (l/s)
Noeud n7	0.1838
Noeud n108	0.0903
Noeud n109	0.213478
Noeud n110	0.213478
Noeud n111	0.296236
Noeud n112	0.112429
Noeud n113	0.199321
Noeud n114	0.199321
Noeud n115	0.3741
Noeud n116	0.28997
Noeud n117	0.05503
Noeud n118	0.422891
Noeud n153	0.37403
Noeud n155	0.582725
Noeud n157	0.190205
Noeud n158	0.47836
Noeud n159	0.45454
Noeud n160	0.451974
Noeud n161	0.566569
Noeud n162	0.572092
Somme	6.320839

- **Etage B :**

Le tableau suivant présente les valeurs des débits aux nœuds de l'étage B :

Tableau III.8 : Valeurs des débits aux nœuds du réseau de l'étage B

ID Noeud	Qn (l/s)	ID Noeud	Qn (l/s)
Noeud n1	0.20533	Noeud n42	0.1501
Noeud n2	0.15125	Noeud n43	0.07101
Noeud n3	0.17614	Noeud n44	0.21422
Noeud n4	0.03607	Noeud n45	0.21422
Noeud n8	0.03579	Noeud n46	0.1039
Noeud n9	0.15359	Noeud n47	0.0831
Noeud n10	0.05036	Noeud n48	0.097049
Noeud n11	0.12	Noeud n49	0.050402
Noeud n12	0.11016	Noeud n50	0.228724
Noeud n13	0.11016	Noeud n51	0.289533
Noeud n14	0.18826	Noeud n53	0.301506
Noeud n15	0.20743	Noeud n54	0.14362
Noeud n16	0.26108	Noeud n55	0.202131
Noeud n17	0.12173	Noeud n56	0.130395
Noeud n18	0.42146	Noeud n57	0.147121
Noeud n19	0.20076	Noeud n58	0.117088
Noeud n20	0.33147	Noeud n59	0.118566
Noeud n21	0.33147	Noeud n60	0.234054
Noeud n22	0.33313	Noeud n61	0.112937
Noeud n23	0.33313	Noeud n63	0.26779
Noeud n24	0.2058	Noeud n64	0.120331
Noeud n25	0.205802	Noeud n65	0.0085316
Noeud n26	0.18006	Noeud n66	0.109385
Noeud n27	0.18006	Noeud n67	0.085906
Noeud n28	0.28793	Noeud n68	0.061618
Noeud n29	0.28793	Noeud n69	0.067308
Noeud n30	0.02093	Noeud n70	0.14516
Noeud n31	0.09501	Noeud n71	0.059463
Noeud n32	0.2118	Noeud n72	0.052941
Noeud n34	0.19351	Noeud n73	0.141096
Noeud n35	0.0230	Noeud n74	0.040147
Noeud n36	0.18026	Noeud n75	0.040071
Noeud n37	0.12962	Noeud n76	0.057887
Noeud n38	0.159086	Noeud n77	0.17932
Noeud n39	0.16016	Noeud n78	0.046177

Noeud n40	0.02902	Noeud n79	0.217165
Noeud n41	0.23209	Noeud n80	0.175954

Tableau III.8 : Valeurs des débits aux nœuds du réseau de l'étage B (suite)

ID Noeud	Qn (l/s)	ID Noeud	Qn (l/s)
Noeud n81	0.190972	Noeud n132	0.053647
Noeud n82	0.188434	Noeud n133	0.073735
Noeud n83	0.304602	Noeud n134	0.036076
Noeud n84	0.301821	Noeud n135	0.06215
Noeud n87	0.207152	Noeud n136	0.066576
Noeud n88	0.193962	Noeud n137	0.0330112
Noeud n89	0.153158	Noeud n138	0.17838
Noeud n90	0.228129	Noeud n139	0.267784
Noeud n91	0.197129	Noeud n140	0.174798
Noeud n92	0.143155	Noeud n141	0.011949
Noeud n93	0.135896	Noeud n142	0.082114
Noeud n94	0.081192	Noeud n143	0.032853
Noeud n95	0.105088	Noeud n144	0.013059
Noeud n96	0.030048	Noeud n145	0.021896
Noeud n97	0.10601	Noeud n146	0.161382
Noeud n98	0.116746	Noeud n147	0.103099
Noeud n99	0.311181	Noeud n148	0.055397
Noeud n100	0.300897	Noeud n149	0.0745608
Noeud n101	0.298585	Noeud n150	0.095469
Noeud n102	0.058578	Noeud n151	0.062334
Noeud n103	0.170659	Noeud n152	0.098041
Noeud n106	0.111278	Noeud n33	0.195032
Noeud n119	0.322168	Noeud n201	0.171884
Noeud n120	0.274625	Noeud n202	0.077584
Noeud n121	0.054439		
Noeud n122	0.211203		
Noeud n123	0.213647		
Noeud n124	0.030303		
Noeud n126	0.140733		
Noeud n127	0.259475		
Noeud n128	0.239178		
Noeud n129	0.08576		
Noeud n130	0.070046		
Noeud n131	0.082468		

III.4.2. Résultats de simulation hydraulique du réseau de distribution existant :

a. Les charges et les pressions

- **Etage A :**

Les charges et les pressions dans le réseau de distribution calculées, en utilisant EPANET, Sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Valeurs des charges et des pressions 'étage A'

ID Noeud	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud n7	651.13	0.1838	698.42	47.29
Noeud n108	642.6500	0.0903	698.2600	55.6100
Noeud n109	650.92	0.213478	698.39	47.47
Noeud n110	634.97	0.213478	698.33	63.36
Noeud n111	635.95	0.296236	698.3	62.35
Noeud n112	636.34	0.112429	698.3	61.96
Noeud n113	642.6	0.199321	698.22	55.62
Noeud n114	630.25	0.199321	698.17	67.92
Noeud n115	639.3	0.3741	697.62	58.32
Noeud n116	642.61	0.28997	698.1	55.49
Noeud n117	633.2	0.05503	697.45	64.25
Noeud n118	631.22	0.422891	697.45	66.23
Noeud n153	656.24	0.37403	698.29	42.05
Noeud n155	637.97	0.582725	696.36	58.39
Noeud n157	633.85	0.190205	695.85	62
Noeud n158	629.57	0.47836	695.85	66.28
Noeud n159	630.38	0.45454	695.81	65.43
Noeud n160	636.22	0.451974	695.87	59.65
Noeud n161	645.34	0.566569	695.87	50.53
Noeud n162	636.56	0.572092	695.81	59.25

- **Etage B :**

Le tableau suivant montre Les charges et les pressions dans le réseau de distribution calculées en utilisant EPANET.

Tableau III.10 : Valeurs des charges et des pressions 'étage B'.

N° Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud n1	601.81	0.203554	650.83	49.02
Noeud n2	604.42	0.153134	650.83	46.41
Noeud n3	617.1	0.174613	650.84	33.74
Noeud n4	612.9	0.035761	650.84	37.94
Noeud n8	630.49	0.095477	650.84	20.35
Noeud n9	630.36	0.152268	650.84	20.48
Noeud n10	625.74	0.053294	650.84	25.1
Noeud n11	625.85	0.120937	650.84	24.99
Noeud n12	625.8	0.111187	650.84	25.04
Noeud n13	621.31	0.109214	650.84	29.53
Noeud n14	617.25	0.189426	650.81	33.56
Noeud n15	618.15	0.205634	650.81	32.66
Noeud n16	619.65	0.258821	650.83	31.18
Noeud n17	623.41	0.12068	650.84	27.43
Noeud n18	609.08	0.417815	650.84	41.76
Noeud n19	605.67	0.199025	650.84	45.17
Noeud n20	615.1	0.330569	650.84	35.74
Noeud n21	604.58	0.328606	650.84	46.26
Noeud n22	612.46	0.331301	650.84	38.38
Noeud n23	605.05	0.330248	650.84	45.79
Noeud n24	609.78	0.208229	650.84	41.06
Noeud n25	612.46	0.204019	650.84	38.38
Noeud n26	609.78	0.180873	650.84	41.06
Noeud n27	605.44	0.178499	650.84	45.4
Noeud n28	609.43	0.287863	650.83	41.4
Noeud n29	604.41	0.285435	650.83	46.42
Noeud n30	610.16	0.020757	650.84	40.68
Noeud n31	611.46	0.094189	650.84	39.38
Noeud n32	613.74	0.210053	650.84	37.1
Noeud n34	604.49	0.191841	650.83	46.34
Noeud n35	611.5	0.028417	650.83	39.33
Noeud n36	610.77	0.178705	650.82	40.05
Noeud n37	609.36	0.13126	650.82	41.46
Noeud n38	609.08	0.160467	650.82	41.74
Noeud n39	606.72	0.158775	650.82	44.1

Noeud n40	605.09	0.028776	650.82	45.73
Noeud n41	605.35	0.230086	650.81	45.46

Tableau III.10 : Valeurs des charges et des pressions 'étage B' (suite)

N° Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud n42	612.02	0.152613	650.83	38.81
Noeud n43	610.47	0.070401	650.83	40.36
Noeud n44	611.5	0.213267	650.83	39.33
Noeud n45	617.79	0.212366	650.83	33.04
Noeud n46	601.42	0.103001	650.83	49.41
Noeud n47	599.46	0.08238	650.83	51.37
Noeud n48	600.45	0.097049	650.83	50.38
Noeud n49	601.73	0.050402	650.83	49.1
Noeud n50	599.12	0.228724	650.83	51.71
Noeud n51	600.11	0.289533	650.83	50.72
Noeud n53	599.32	0.301506	650.83	51.51
Noeud n54	599.47	0.14362	650.83	51.36
Noeud n55	598.97	0.202131	650.83	51.86
Noeud n56	597.3	0.130395	650.83	53.53
Noeud n57	625.05	0.147121	650.84	25.79
Noeud n58	619.9	0.117088	650.84	30.94
Noeud n59	619.82	0.118566	650.84	31.02
Noeud n60	649.5	0.234054	650.85	21.35
Noeud n61	630.49	0.112937	650.84	20.35
Noeud n63	625.52	0.26779	650.85	25.33
Noeud n64	616.32	0.120331	650.83	34.51
Noeud n65	615.82	0.0085316	650.83	35.01
Noeud n66	615.55	0.109385	650.8	35.25
Noeud n67	613.99	0.085906	650.79	36.8
Noeud n68	613.99	0.061618	650.79	36.8
Noeud n69	611.43	0.067308	650.79	39.36
Noeud n70	610.93	0.14516	650.79	39.86
Noeud n71	609.67	0.059463	650.78	41.11
Noeud n72	616.69	0.052941	650.8	34.11
Noeud n73	614.02	0.141096	650.79	36.77
Noeud n74	614.01	0.040147	650.79	36.78
Noeud n75	610.94	0.040071	650.79	39.85
Noeud n76	614.05	0.057887	650.83	36.78
Noeud n77	608.95	0.17932	650.81	41.86

Noeud n78	613.3	0.046177	650.81	37.51
Noeud n79	613.3	0.217165	650.81	37.51
Noeud n80	607.55	0.175954	650.81	43.26

Tableau III.10 : Valeurs des charges et des pressions 'étage B' (suite)

N° Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud n81	609.68	0.190972	650.78	41.1
Noeud n82	607.86	0.188434	650.78	42.92
Noeud n83	609.41	0.304602	650.78	41.37
Noeud n84	610.15	0.301821	650.78	40.63
Noeud n87	630.49	0.207152	650.84	20.35
Noeud n88	621.65	0.193962	650.84	29.19
Noeud n89	621.93	0.153158	650.84	28.91
Noeud n90	617.54	0.228129	650.84	33.3
Noeud n91	620.82	0.197129	650.84	30.02
Noeud n92	615.93	0.143155	650.84	34.91
Noeud n93	613.76	0.135896	650.84	37.08
Noeud n94	609.78	0.081192	650.84	41.06
Noeud n95	607.37	0.105088	650.84	43.47
Noeud n96	610.1	0.030048	650.84	40.74
Noeud n97	612.46	0.10601	650.84	38.38
Noeud n98	615.1	0.116746	650.84	35.74
Noeud n99	609.39	0.311181	650.84	41.45
Noeud n100	604.47	0.300897	650.84	46.37
Noeud n101	605.07	0.298585	650.84	45.77
Noeud n102	604.95	0.058578	650.84	45.89
Noeud n103	618.31	0.170659	650.84	32.53
Noeud n104	613.05	0.298688	650.84	37.79
Noeud n105	606.82	0.230838	650.82	44
Noeud n106	609.43	0.111278	650.83	41.4
Noeud n107	611.5	0.031231	650.83	39.33
Noeud n119	619.08	0.322168	650.83	31.75
Noeud n120	618.1	0.274625	650.83	32.73
Noeud n121	613.13	0.054439	650.84	37.71
Noeud n122	609.95	0.211203	650.81	40.86
Noeud n123	614.01	0.213647	650.81	36.8
Noeud n124	614.01	0.030303	650.81	36.8
Noeud n126	604.3	0.140733	650.84	46.54
Noeud n127	608.94	0.259475	650.84	41.9
Noeud n128	609.88	0.239178	650.84	40.96

Noeud n129	608.94	0.08576	650.84	41.9
Noeud n130	609.18	0.070046	650.84	41.66
Noeud n131	609.18	0.082468	650.84	41.66

Tableau III.10 : Valeurs des charges et des pressions 'étage B' (suite)

N° Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud n132	609.18	0.053647	650.84	41.66
Noeud n133	609.18	0.073735	650.84	41.66
Noeud n134	610.19	0.036076	650.84	40.65
Noeud n135	606.23	0.06215	650.84	44.61
Noeud n136	610.43	0.066576	650.84	40.41
Noeud n137	611.44	0.0330112	650.84	39.4
Noeud n138	617.25	0.17838	650.81	33.56
Noeud n139	608.8	0.267784	650.81	42.01
Noeud n140	612.25	0.174798	650.81	38.56
Noeud n141	617.25	0.011949	650.81	33.56
Noeud n142	609.98	0.082114	650.81	40.83
Noeud n143	610.45	0.032853	650.81	40.36
Noeud n144	615.75	0.013059	650.81	35.06
Noeud n145	615.75	0.021896	650.81	35.06
Noeud n146	610.4	0.161382	650.81	40.41
Noeud n147	615.75	0.103099	650.81	35.06
Noeud n148	617.09	0.055397	650.81	33.72
Noeud n149	618.11	0.0745608	650.81	32.7
Noeud n150	615.75	0.095469	650.81	35.06
Noeud n151	617.09	0.062334	650.81	33.72
Noeud n152	633.6	0.098041	650.84	17.24
Noeud n33	604.6	0.195032	642.22	37.62
Noeud n201	607.42	0.171884	648.05	40.63
Noeud n202	614.96	0.077584	648.45	33.49

b. Vitesses et pertes de charge :

Les résultats de simulation, concernant les vitesses et les pertes de charge sont récapitulés dans les tableaux ci-après, comme suit :

- **Etage A :**

Tableau III.11 : Valeurs des vitesses et des pertes de charge dans le réseau 'étage A'

Tronçon	Longueurs (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau p4	225.1	85.7	1.24	0.1	0.8
Tuyau p103	360.34	104.7	2.02	0.23	0.72
Tuyau p105	4.583	37.4	0.43	0.08	6.87
Tuyau p106	98.54	37.4	0.11	0.1	0.58
Tuyau p107	118.3	37.4	-0.1	0.09	0.48
Tuyau p108	186.7	60	0.41	0.14	0.62
Tuyau p109	71.07	37.4	0.04	0.04	0.09
Tuyau p110	43.13	37.4	-0.07	0.06	0.15
Tuyau p111	6.55	37.4	0.4	0.07	6.11
Tuyau p112	91.06	37.4	0.1	0.09	0.47
Tuyau p113	111.4	37.4	-0.1	0.09	0.39
Tuyau p114	184.04	37.4	-0.25	0.23	2.58
Tuyau p115	55.9	37.4	-0.05	0.05	0.12
Tuyau p173	110.5	37.4	0.33	0.02	4.29
Tuyau p174	85.45	37.4	0.21	0.19	1.88
Tuyau p175	288.2	37.4	0.27	0.24	2.88
Tuyau p181	454.1	85.7	-2.98	0.1	3.98
Tuyau p182	222.4	60	0.74	0.06	1.81
Tuyau p183	35.1	60	-0.12	0.04	0.05
Tuyau p184	228.4	60	0.14	0.05	0.07
Tuyau p185	115.7	60	-0.17	0.06	0.13
Tuyau p186	42.4	60	-0.24	0.09	0.25
Tuyau p187	145.3	60	-0.93	0.03	2.7
Tuyau p188	224.2	60	0.73	0.26	1.75
Tuyau p189	79.59	60	-0.01	0.01	0
Tuyau p190	271.7	60	0.18	0.06	0.15
Tuyau p191	117.6	60	-0.17	0.06	0.12
Tuyau p192	191.8	60	0.22	0.08	0.21

Tuyau 10	6.21	37.4	-0.88	0.8	25.85
Tuyau 11	91.72	104.7	1.38	0.04	0.37
Tuyau 1	100	200	6.24	0.02	0.24

- **Etage B :**

Tableau III.12 : Valeurs des vitesses et des pertes de charge dans le réseau 'étage B'

Tronçon	Longueurs (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau p1	101.8	104.7	-0.15	0.02	0.01
Tuyau p2	52.27	37.4	0	0	0.01
Tuyau p5	51.86	104.7	0.27	0.03	0.02
Tuyau p6	27.4	85.7	0.25	0.04	0.04
Tuyau p7	2.885	37.4	0.02	0.02	0.05
Tuyau p8	79.05	37.4	0	0	0.01
Tuyau p9	80.58	37.4	0	0	0.01
Tuyau p10	82.69	85.7	-0.21	0.04	0.03
Tuyau p11	176.3	85.7	-0.37	0.06	0.1
Tuyau p12	123.2	85.7	-0.41	0.07	0.11
Tuyau p13	290.9	60	0.02	0.01	0.01
Tuyau p14	240.9	60	0.01	0	0
Tuyau p15	239.4	60	-0.01	0	0
Tuyau p16	241.7	60	0.01	0	0
Tuyau p17	241	60	-0.01	0	0
Tuyau p18	129.3	60	0.01	0.01	0
Tuyau p19	168.9	37.4	0	0	0
Tuyau p21	128	60	0.01	0	0
Tuyau p22	132.9	60	-0.01	0	0
Tuyau p23	211.1	60	0.01	0	0
Tuyau p24	206.1	60	-0.01	0	0
Tuyau p25	30.34	37.4	0	0	0
Tuyau p26	63.41	37.4	-0.01	0.01	0.02
Tuyau p27	4.665	37.4	0.03	0.03	0.06
Tuyau p28	143.5	37.4	0.01	0.01	0.02
Tuyau p29	136.9	37.4	-0.01	0.01	0.02
Tuyau p31	33.38	37.4	0.09	0.08	0.31
Tuyau p32	39.12	37.4	0.06	0.05	0.13
Tuyau p33	4.033	37.4	0.05	0.04	0.09
Tuyau p34	42.11	37.4	0.02	0.02	0.05

Tuyau p35	42.06	37.4	0	0	0
Tuyau p36	188.4	37.4	0.01	0.01	0.02
Tuyau p37	147.9	37.4	-0.01	0.01	0.02
Tuyau p38	102.9	37.4	0.01	0.01	0.01
Tuyau p39	151.3	37.4	0.01	0.01	0.02

Tableau III.12 : Valeurs des vitesses et des pertes de charge dans le réseau 'étage B' (suite).

Tronçon	Longueurs (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau p40	159.1	37.4	-0.01	0.01	0.02
Tuyau p41	70.29	37.4	0.01	0	0.01
Tuyau p42	50.12	37.4	0	0	0
Tuyau p43	43.05	37.4	-0.01	0.01	0.01
Tuyau p44	24.99	37.4	0.01	0.01	0.01
Tuyau p45	48.68	37.4	0	0	0
Tuyau p46	60.03	85.7	0.04	0.01	0
Tuyau p47	303.7	85.7	0.01	0	0
Tuyau p48	104	85.7	-0.01	0	0
Tuyau p49	46.46	85.7	-0.01	0	0
Tuyau p50	158.2	85.7	0.01	0	0
Tuyau p51	125	37.4	0	0	0.01
Tuyau p52	46.14	47	-0.01	0	0.01
Tuyau p53	160.8	104.7	0	0	0
Tuyau p55	1.992	104.7	-0.27	0.03	0
Tuyau p56	185.1	104.7	-0.28	0.03	0.02
Tuyau p57	78.8	85.7	0.01	0	0
Tuyau p58	12.47	85.7	0	0	0
Tuyau p59	41.57	47	0.14	0.08	0.32
Tuyau p60	40.93	47	0.13	0.08	0.24
Tuyau p61	1.503	47	0.11	0.06	0.1
Tuyau p62	29.88	47	0.1	0.06	0.11
Tuyau p63	9.93	47	0.09	0.05	0.09
Tuyau p64	79.14	60	0.08	0.03	0.03
Tuyau p65	77.38	37.4	0	0	0.01
Tuyau p66	83.13	37.4	0.02	0.01	0.03
Tuyau p67	123.1	37.4	0	0	0.01
Tuyau p68	58.68	37.4	0	0	0.01
Tuyau p69	58.57	37.4	0	0	0.01
Tuyau p70	84.61	60	0	0	0
Tuyau p71	190.1	60	0.02	0.01	0.01

Tuyau p72	3.914	60	0.04	0.02	0
Tuyau p73	167.4	60	0.02	0.01	0.01
Tuyau p74	3.71	37.4	0.03	0.03	0.06
Tuyau p76	4.064	37.4	0.05	0.04	0.09
Tuyau p77	297.7	37.4	-0.01	0.01	0.02
Tuyau p79	4.519	240.4	1.62	0.04	0.02
Tuyau p80	115.4	60	-0.02	0.01	0.01

Tableau III.12 : Valeurs des vitesses et des pertes de charge dans le réseau 'étage B' (suite).

Tronçon	Longueurs (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau p81	168.1	60	-0.04	0.01	0.01
Tuyau p82	176.8	104.7	-0.34	0.04	0.03
Tuyau p83	90.01	85.7	0.04	0.01	0
Tuyau p84	94.02	104.7	0.12	0.01	0
Tuyau p85	153.6	37.4	0.01	0.01	0.02
Tuyau p86	43.92	37.4	0	0	0.01
Tuyau p87	3.469	60	0.03	0.01	0
Tuyau p88	6.154	60	0.03	0.01	0.01
Tuyau p89	1.538	60	0.05	0.02	0.05
Tuyau p90	2.869	60	0.05	0.02	0.03
Tuyau p91	154.3	37.4	0.01	0	0.01
Tuyau p92	285.5	60	-0.02	0.01	0.01
Tuyau p93	15.03	60	0.05	0.02	0.01
Tuyau p94	85.62	60	0	0	0
Tuyau p95	45.58	85.7	0.15	0.03	0.01
Tuyau p96	128.3	85.7	0.12	0.17	0.01
Tuyau p97	51.65	85.7	0.06	0.01	0.01
Tuyau p98	151.3	85.7	0.04	0.01	0
Tuyau p99	148.7	37.4	0	0	0.01
Tuyau p100	188.7	37.4	-0.01	0.01	0.03
Tuyau p101	3.548	60	0.05	0.02	0.02
Tuyau p102	1.317	37.4	-0.03	0.03	0.06
Tuyau p104	12.22	37.4	0.03	0.02	0.06
Tuyau p116	69.49	37.4	0.05	0.1	0.1
Tuyau p117	207.7	37.4	-0.01	0.01	0.02
Tuyau p118	193.7	37.4	0.01	0.01	0.02
Tuyau p119	79.57	37.4	0	0	0.01
Tuyau p120	183.7	47	-0.01	0.01	0.01
Tuyau p121	3.572	47	-0.03	0.02	0.04
Tuyau p122	183.5	85.7	0.1	0.02	0.01
Tuyau p123	205.7	85.7	0.01	0	0

Tuyau p125	237.1	47	0	0	0
Tuyau p126	7.434	60	0.04	0.01	0.01
Tuyau p127	4.108	37.4	0.03	0.03	0.05
Tuyau p128	45.37	37.4	0.01	0.01	0.03
Tuyau p129	6.793	37.4	0.01	0.01	0.02
Tuyau p130	52.73	37.4	0	0	0.01
Tuyau p131	90.84	60	0	0	0
Tuyau p132	71.06	37.4	0.01	0.01	0.02

Tableau III.12 : Valeurs des vitesses et des pertes de charge dans le réseau 'étage B' (suite).

Tronçon	Longueurs (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau p133	26.25	37.4	0	0	0.01
Tuyau p134	48.25	37.4	0	0	0.01
Tuyau p135	196.1	60	0.02	0.01	0.01
Tuyau p136	195.3	47	0	0	0
Tuyau p137	60.19	37.4	-0.01	0.01	0.03
Tuyau p138	4.435	60	-0.05	0.02	0.02
Tuyau p139	72	47	0.01	0.01	0.01
Tuyau p140	48.02	37.4	0	0	0
Tuyau p142	3.775	85.7	0.11	0.02	0.02
Tuyau p143	22.86	85.7	0.08	0.01	0.01
Tuyau p144	40.72	85.7	0.04	0.01	0
Tuyau p145	89.78	47	0.01	0	0.01
Tuyau p146	146.1	37.4	-0.01	0	0.01
Tuyau p147	125	37.4	-0.01	0.01	0.01
Tuyau p148	6.363	60	0.02	0.01	0.01
Tuyau p149	58.16	63	0.01	0	0
Tuyau p150	22.81	47	0	0	0
Tuyau p151	86.17	37.4	0	0	0
Tuyau p152	5.37	60	0.02	0.01	0
Tuyau p153	55.94	60	0.01	0	0
Tuyau p155	143.3	85.7	0.01	0	0
Tuyau p157	2.592	85.7	-0.28	0.05	0.06
Tuyau p158	5.563	85.7	-0.37	0.06	0.09
Tuyau p159	114.6	104.7	-0.39	0.05	0.04
Tuyau p160	27.58	192.3	-0.83	0.03	0.01
Tuyau p161	83.75	153.8	0.48	0.03	0.01
Tuyau p162	83.49	104.7	-0.18	0.02	0.01
Tuyau p163	84.28	104.7	-0.24	0.03	0.01
Tuyau p164	69.13	104.7	-0.3	0.03	0.02
Tuyau p165	181.3	192.3	-1.6	0.06	0.03
Tuyau p166	28.18	192.3	0.88	0.03	0.01

Tableau III.12 : Valeurs des vitesses et des pertes de charge dans le réseau 'étage B' (suite).

Tronçon	Longueurs (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau p167	25.01	192.3	1.3	0.04	0.02
Tuyau p168	35.48	153.8	0.43	0.02	0.01
Tuyau p169	236.3	104.7	0.13	0.01	0
Tuyau p170	4.916	85.7	0.1	0.02	0.02
Tuyau p171	85.12	85.7	0.08	0.01	0.01
Tuyau p172	42.04	85.7	0.07	0.01	0.01
Tuyau p176	114.5	104.7	0.1	0.01	0
Tuyau p177	3.416	85.7	0.05	0.01	0
Tuyau p178	59.46	60	-0.01	0	0
Tuyau p179	90.78	85.7	0.04	0.01	0
Tuyau p180	32.39	85.7	0	0	0
Tuyau 1	143.45	37.4	-0.02	0.01	0.04
Tuyau 3	134.69	37.4	-0.01	0.01	0.02
Tuyau 6	140.73	37.4	-0.01	0.01	0.02
Tuyau 7	4.08	85.7	0.18	0.03	0.02
Tuyau 8	8.95	85.7	0.12	0.02	0.01
Tuyau 9	2.28	104.7	0.28	0.03	0.03
Tuyau 13	41.74	104.7	0.24	0.03	0.01
Tuyau 15	117.36	104.7	0.19	0.02	0.01
Tuyau 16	138.74	85.7	0.03	0.01	0
Tuyau 17	112.49	60	0.02	0.01	0
Tuyau 18	78.23	37.4	0	0	0
Tuyau 19	35.17	47	0	0	0

III.5. Interprétation des résultats de calcul pour l'horizon 2023 :

- On remarque que la vitesse est trop faible dans plusieurs tronçons de l'étage A, avec un pourcentage de 67% et pour l'étage B avec un pourcentage de 98%. Elle varie entre 0,01 et 0,02 m/s, il y a aussi des tronçons qui ont une vitesse nulle. Cette vitesse faible peut réduire la section de la conduite par le dépôt des sédiments et la formation du tartre. Par conséquent la qualité de l'eau va se dégrader
- Les débits dans plusieurs tronçons de l'étage inférieur (B) sont nuls avec un pourcentage de 20%. Ce qui signifie que l'eau n'arrive pas dans ces conduites.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons établi un diagnostic de fonctionnement hydraulique du réseau de distribution de chaque étage. En plus de l'évaluation de l'état physique des ouvrages de stockage et de la station de pompage. Les résultats de ces diagnostics permettent de prendre des mesures pour améliorer la performance, la fiabilité et la durabilité du réseau par l'élimination de toutes les anomalies citées au paravent.

Chapitre IV :
ETUDE DE STOCKAGE

Chapitre IV : Etude du stockage

Introduction

Les réservoirs de stockage jouent un rôle important dans les systèmes de distribution d'eau. Ils permettent de stocker une réserve d'eau, assurant ainsi une disponibilité continue pendant une panne ou pendant l'arrêt de la pompe, ce qui permet de répondre aux besoins des consommateurs en périodes de demande élevée.

Dans ce chapitre on va calculer le volume des réservoirs de stockage pour chaque étage afin d'assurer une bonne distribution de l'eau et un bon fonctionnement d'adduction.

IV.1. Rôle des réservoirs [4]

IV.1.1. Rôle technique :

- Régulation de la pression : Le réservoir est un régulateur de pression puisque sa charge conditionne la pression sur le réseau ;
- Sécurité d'approvisionnement : Le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution (pollution, rupture d'une canalisation, interruption de l'alimentation en énergie) ;
- Régulation du débit : Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit, il permet d'adapter la production à la consommation ;
- Simplification de l'exploitation en permettant l'arrêt pour l'entretien ou la réparation de certaines installations ;

IV.1.2. Rôle économique :

- Réduction des investissements sur le réseau de distribution : Les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses (réservoir d'équilibre) ;
- Réduction des dépenses d'énergie : Les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût d'énergie ;

IV.2. Emplacement des réservoirs

- L'emplacement d'un réservoir dépend de la topographie. Il doit permettre d'assurer une pression au moment de la pointe. Pour cela l'altitude de la cuve (radier) doit etre supérieure à la plus grande cote piézométrique nécessaire au niveau du réseau de distribution.
- Pour déterminer la cote du radier, il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir el la plus haute cote piézométrique à desservir, ce qui définira le type de réservoir à adopter. La cote du radier de la cuve pourra être augmentée de quelque mètres pour tenir compte d'éventuelles extensions futures de l'agglomération.
- Le dimensionnement d'un réservoir doit prendre en compte l'évolution de la population et ses habitudes de consommation, et il doit être tenu compte du fait que l'eau ne doit pas stagner dans le réservoir plus de 24 heures

IV.3. Classification des réservoirs

IV.3.1. Selon le matériau :

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

IV.3.2. Selon la situation des lieux :

- Réservoirs enterrés ;
- Réservoirs semi-enterrés ;
- Réservoirs surélevés, sur tour.

IV.4. Equipements du réservoir

IV.4.1. Types d'arrivée d'eau :

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. Cette conduite peut être installée de plusieurs manières **[4]**

Par le haut : Elle a l'avantage de permettre l'oxygénation des eaux, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines ordinairement pauvres en oxygène, par

contre, elle présente l'inconvénient de libérer plus facilement le gaz carbonique dissous, et par suite de favoriser l'entartrage du réservoir et des conduites avales

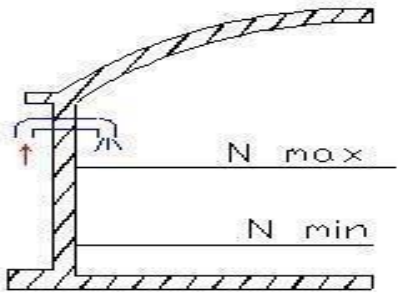


Figure IV.1 : Arrivée par surverse (Chute libre) **[4]**

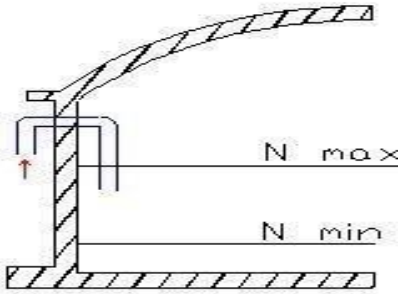


Figure IV.2 : Arrivée par surverse (Noyé) [**4]**

En bas : soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier. Elle a l'avantage de permettre une économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'une adduction par refoulement, mais présente un inconvénient en cas d'accidents sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide par siphonage. On peut remédier en disposant un clapet sur l'arrivée du réservoir.

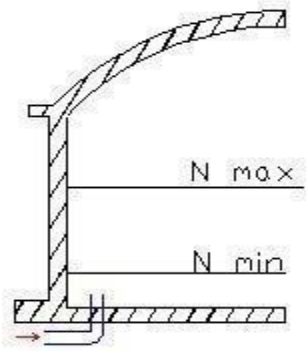


Figure IV.4 : Arrivée par-dessous (Par le fond) **[4]**

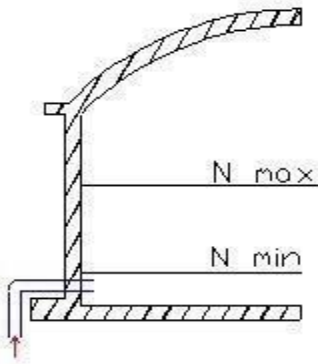


Figure IV.5 : Arrivée par dessous (Par le bas) **[4]**

IV.4.2. Conduite de trop plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tout corps étranger **[1]**

IV.4.3. Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop plein. Le robinet vanne doit être nettoyer après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable. **[1]**

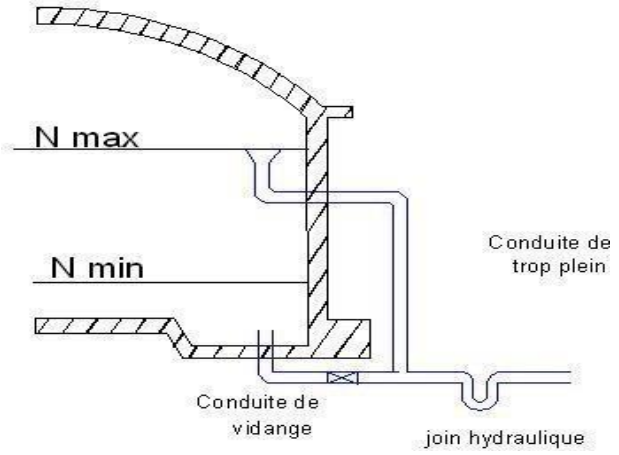


Figure IV.6 : conduite de vidange et de trop plein **[4]**

IV.4.4. Conduite by-pass :

On relie la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé by-pass, elle assure la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, pour maintenir l'alimentation du réseau.

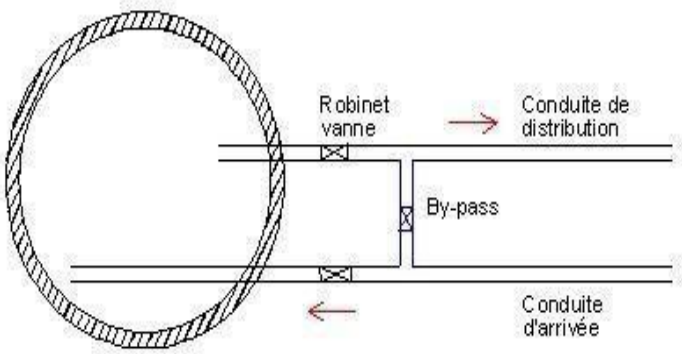


Figure IV.7: Conduite by-pass **[4]**

IV.4.5. Système de matérialisation d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint.

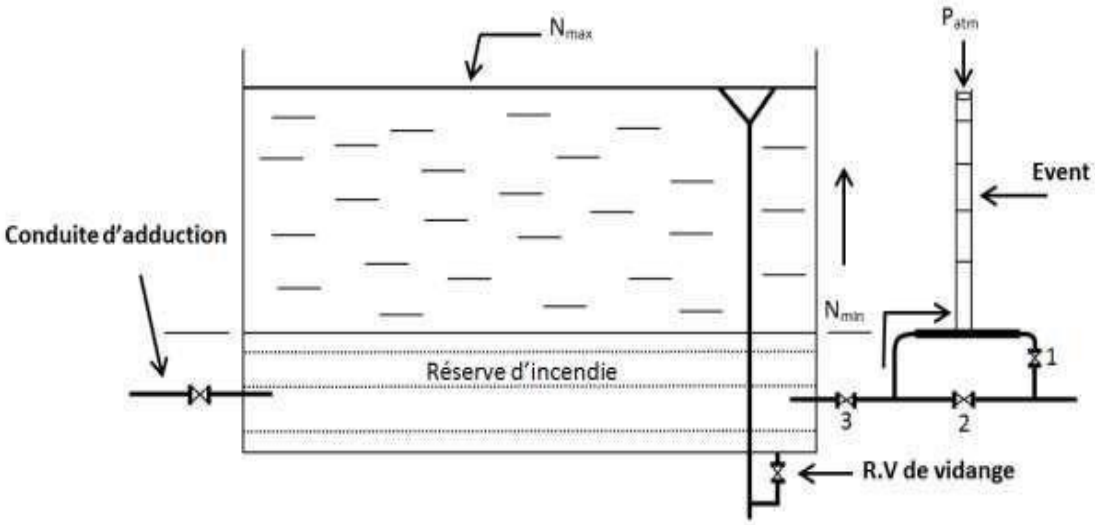


Figure IV.8 : Système d'incendie à siphon.

IV.5. Calcul du volume du réservoir :

La capacité du réservoir d'alimentation sera déterminée par la méthode analytique, en connaissant le régime de consommation de l'agglomération et le régime de travail de station de pompage.

Tableau IV.1 : Evaluation du volume utile du réservoir.

Heures	Consommation d'eau (%)	Refoulement d'eau en (%)	Arrivée d'eau au réservoir (%)	Départ d'eau du réservoir (%)	Reste dans le réservoir (%)
0-1	1	0	-	-1	0.00
1-2	1	0	-	-1	-1.00
2-3	1	0	-	-1	-2.00
3-4	1	0	-	-1	-3.00
4-5	2	5	3	-	0.00
5-6	3	5	2	-	2.00
6-7	5	5	0	-	2.00
7-8	6.5	5	-	-1.50	0.50
8-9	6.5	5	-	-1.50	-1.00
9-10	5.5	5	-	-0.50	-1.50
10-11	4.5	5	0.50	-	-1.00
11-12	5.5	5	-	-0.50	-1.50
12-13	7	5	-	-2.00	-3.50
13-14	7	5	-	-2.00	-5.50
14-15	5.5	5	-	-0.50	-6.00
15-16	4.5	5	0.50	-	-5.50
16-17	5	5	0	-	-5.50
17-18	6.5	5	-	-1.50	-7.00
18-19	6.5	5	-	-1.50	-8.50
19-20	5	5	0	-	-8.50
20-21	4.5	5	0.50	-	-8
21-22	3	5	2.00	-	-6.00
22-23	2	5	3.00	-	-3.00
23-24	1	5	4.00	-	1.00
Total	100	100	15.5	-15.5	

Le volume utile du réservoir est calculé par la formule suivante :

$$\mathbf{V_u = \frac{a\,(\%) \times Qmaxj}{100}} \quad \textbf{.....(IV-1)}$$

V_u : volume utile du réservoir (m^3).

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

a (%) : pourcentage du volume maximal qui doit être stocké

IV.5.1. Etage A :

$$\mathbf{V_u = \frac{2+(8.5)}{100} * 588.8112 = 61.825\ m^3}$$

Le volume total du réservoir égale :

$$\mathbf{V_T = V_u + V_{inc}} \text{ ……..(IV-2)}$$

V_T : volume total du réservoir en (m^3).

V_{inc} : volume utile en (m^3)

V_u : volume d'incendie 120 m^3

$V_T = 61.825 + 120 = 181.825\ m^3$

La capacité du réservoir existant dans l'étage A est de 100 m^3, et le volume calculé à long terme est 181 m^3. Donc on va projeter un réservoir de 100 m^3

IV.5.2. Etage B :

$$\mathbf{V_u = \frac{2+(8.5)}{100} * 1910.1744 = 200.568\ m^3}$$

$V_T = 200.568 + 120 = 320.568\ m^3$

La capacité du réservoir existant dans l'étage B est de 500 m^3, et le volume calculé à long terme est 320.568 m^3. Donc le réservoir existant est largement suffisant pour alimenter l'étage B.

IV.5.3. Dimensionnement du réservoir projeté en étage A :

IV.5.3.2. La section du réservoir :

Le réservoir projeté est un réservoir cylindrique.

On a: $\mathbf{V_R = S * H\ [m^3]}$ **……(IV-3)**

$$\mathbf{S = V_R / H\ [m^2]}\text{……(IV-4)}$$

- V_R : volume du réservoir projeté en m^3
- S : section du réservoir en m^2.

- H : hauteur de la lame d'eau est limitée le plus souvent entre 3 et 6 m, on prend H = 5 m.

A.N : **S = 100 / 5**

S = 20 [m^2]

IV.5.3.3. Diamètre du réservoir :

$$\mathbf{S = \frac{\pi . D^2}{4} = \frac{Vt}{H} \longrightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times H}}}$$

$$\mathbf{D = \sqrt{\frac{4 \times 100}{\pi \times 5}} = 5.046\ m}$$

On prend : **D = 5 m**

Réévaluation de hauteur d'eau H :

$H = \frac{4 \times Vt}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 100}{\pi \times 5^2} = 5.1$ m

Section du réservoir :

$S = V_t / H = 100 / 5.1 = 19.607\ m^2$

La hauteur totale du réservoir :

H_t = R + H …….. (IV-5).

R : revanche, on prend R = 0.5 m.

$H_t = 0.5 + 5.1 = 5.6$ m

IV.5.3.4. Hauteur de la réserve d'incendie :

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

$$\mathbf{H_{inc} = \frac{60}{19.607} = 3.06\ m}$$

Tableau IV.2 : caractéristiques du réservoir projeté.

Réservoir	V(m3)	Surface (m2)	Hauteur (m)	Diamètre (m)	Volume d'incendie (m3)	Hauteur d'incendie (m)
R 100	100	19.607	5.6	5	60	3

IV.6. Hygiène et sécurité des réservoirs :

- Le matériau de construction de la cuve doit être résistant aux variations de la température.
- L'accès à la cuve doit être facile pour assure son nettoyage, qui doit être régulier, au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.**[4]**

Conclusion :

Après avoir calculé la capacité des réservoirs de chaque étage nous avons conclu que le réservoir de l'étage supérieur (A) n'est pas suffisant pour assurer la distribution, donc il faut projeter un autre réservoir de capacité 100 m^3 afin de satisfaire les besoins en eau de la zone haute.

Le réservoir R 500 m^3 de l'étage inférieure de l'agglomération est largement suffisant pour répondre aux besoins de la zone basse.

Chapitre V :
Etude de l’adduction

Chapitre V : Etude de l'adduction

Introduction :

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées soit de la source vers les réservoirs de distribution soit entre les réservoirs, suivant la nature du relief de la région. Les adductions sont souvent enterrées pour les protéger des intempéries et des agressions extérieurs. Elles sont également équipées d'accessoires.

Dans ce chapitre on va dimensionner les conduites d'adduction afin d'assurer l'approvisionnement en eau potable de la population de notre zone d'étude, dans les meilleures conditions.

V.1. Types d'adduction

Nous distinguons :

V.1.1. Adduction gravitaire :

Une adduction gravitaire consiste à transporter l'eau potable d'un captage situé à une altitude supérieure jusqu'aux réservoirs de stockage et aux consommateurs situés à une altitude inferieure, en utilisant la pente naturelle du terrain. Les canalisations qui composent l'adduction gravitaire suivent un tracé selon la pente du terrain.

V.1.2 Adduction par refoulement :

Une adduction par refoulement consiste à pomper l'eau potable par pompage depuis un captage ou un réservoir situé à une altitude inferieur jusqu'aux réservoirs de stockage et aux consommateurs situés à une altitude supérieure.

V.1.3. Adduction mixte :

Dans un système d'adduction mixte l'eau est acheminée par une conduite de refoulement puis elle se transforme en une conduite gravitaire ou l'inverse.

Dans une adduction ''refoulement-gravitaire'', le relais entre les deux conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon (ouvrage intermédiaire).

V.2. Choix du tracé de l'adduction

Le choix du tracé de la conduite doit tenir compte de certaines conditions qui sont :

- Choisir un tracé le plus direct et le plus court
- Pour des changements de direction, les longs alignements raccordés par des coudes bien ouverts sont souhaitables.
- Eviter les traversés des massifs boisés et les traversés de routes.
- Le profil doit être aussi régulier que possible qui ne suit pas forcément le niveau du sol.
- Eviter les contres pentes.
- Dans les points hauts il est nécessaire de prévoir des ventouses, et dans les points bas des décharges.
- Le tracé doit suivre les accotements des routes pour faciliter l'approvisionnement des chantiers de pose et les réparations sont plus faciles.
- Accès à des réseaux électriques

V.3. Choix du matériau de canalisation

Le choix du matériau des conduites dépend de plusieurs critères, tels que :

- Diamètre.
- Pression supportée.
- La disponibilité au marché.
- Le type du sol.
- Le prix unitaire.
- Conditions d'installation.
- Bonne étanchéité.
- La flexibilité.
- Resistance à la corrosion.
- Facilité d'entretien et de mise en service.

Parmi les matériaux utilisés nous pouvons citer : l'acier, la fonte, le béton, le PVC et le PEHD. Dans le cas de notre projet, nous optons pour des conduites en PEHD, vu les avantages qu'elles présentent :

- Fiabilité au niveau des branchements.

- Bonne résistance à la corrosion.
- Légèreté et flexibilité.
- Très bonne étanchéité.
- Faible rugosité (conduite lisse).
- Disponibilité au marché.
- Facilité de transport et de pose.
- Coût intéressant pour les petits et moyens diamètres.

V.4. Etude de l'adduction :

Le choix du meilleur tracé d'adduction d'eau potable a pour objet de déterminer le parcours optimal pour la canalisation d'eau afin de minimiser les couts de pose, de réduire les pertes d'eau et d'assurer un accès fiable à l'eau potable pour l'agglomération.

Schéma de l'adduction :

La station de pompage refoule les débits demandés vers les deux réservoirs de distribution de chaque étage à travers un collecteur de refoulement, comme le montre la figure ci-après :

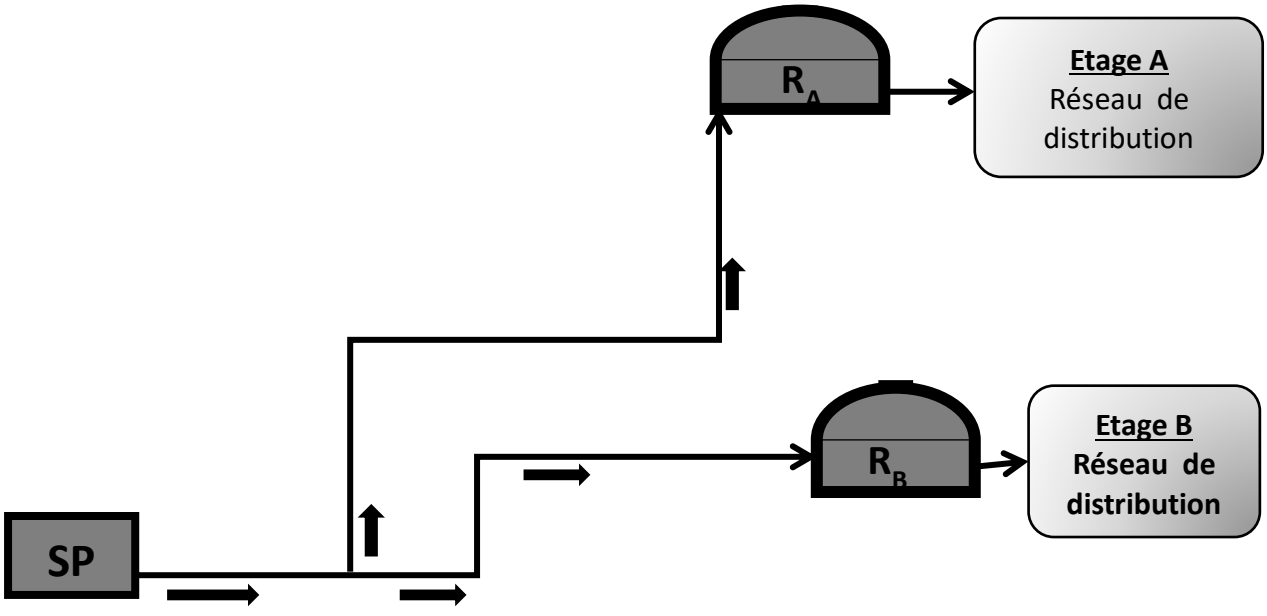


Figure V.1. Schéma du tracé d'adduction

V.5. Etude de l'adduction par refoulement

Dans le cas de l'adduction par refoulement le dimensionnement de la conduite se fait par la détermination du diamètre économique en considérant les frais d'investissements et les frais d'exploitations à travers une étude technico-économique.

V.5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise Les formules suivantes : **[1]**

-Formule de Bresse :

$$D = 1.5 * \sqrt{Q} \quad \text{.....(V-1)}$$

-Formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad \text{.....(V-2)}$$

-Formule de VIBERT :

$$D = 1.547\,(e/f)^{0.154}\,Q^{0.46} \text{ (pompage continue) .....(V-3)}$$

$$D = 1.35\,(e/f)^{0.154}\,Q^{0.46} \text{ (pompage 10h/24h) ..... (V-4)}$$

Avec : Q : débit à refouler en (m^3/s).

e : prix du Kwh d'énergie.

f : prix de 1kg de fonte.

-Formule de MEUNIER :

$$D = \sqrt{Q}\,(1+0.02n)$$

Avec : n : nombre d'heure de pompage.

-Formule qui prend en compte le facteur de consommation :

$$D_{écon} = Cj^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \quad \text{.....(V-5)}$$

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

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

E = 10.M. σ. δ **(IV-6)**

M : coefficient dépendant du type de matériau de la canalisation.

σ: Prix de KWh.

δ : Coefficient dépendant de l'irrégularité de la consommation et le régime de travail de la station de pompage.

$$\delta = \frac{1}{K.Kj.Kh} \quad \text{.....(V-7)}$$

K : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau, variant de 1.03 à 1.04

Kj : coefficient de variation journalière de la consommation, variant de 1.1 à 1.3

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

Tableau V.1 : valeurs du coefficient M

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Plastique	0.13

Tableau V.2 : valeurs des coefficients α, B, et m en fonction du type de matériau

Matériau	α	B	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

V.5.2. Calcul des pertes de charges

Les pertes de charges sont des pertes de pression qui se produisent dans les canalisations et les équipements de distribution d'eau potable. Ces pertes de pression sont principalement causées par la friction de l'eau contre les parois des canalisations (pertes de charges linéaires), les changements de direction (pertes de charges singulières) et de section de la canalisation, ainsi que par les équipements de régulation de débit.

A- Pertes de charges linéaires

La perte de charge linéaire est causée par le frottement des particules de l'eau avec la paroi de la canalisation. Cette perte d'énergie est liée à la vitesse d'écoulement, lorsque les valeurs de la vitesse sont fortes, les pertes de charges sont importantes.

La formule de Darcy-Weisbach est utilisée pour calculer les pertes de charges linéaires Elle prend en compte plusieurs facteurs tels que le débit d'eau, le diamètre de la canalisation, la rugosité de la surface interne de la canalisation et la viscosité de l'eau. Elle est donnée par :

$$\Delta H_L = \frac{\lambda L V^2}{D 2g} \quad \text{..... (V-5)}$$

Avec :

-L : la longueur de la conduite (m) ;

-λ : coefficient de perte de charge de Darcy ;

-V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

-D : diamètre de la conduite (m) ;

- g : pesanteur (9.81 m/s2)

Sachant que l'équation de continuité est : Q = V * S

Alors :

$$\Delta H_L = \frac{8\lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5} \quad \text{.....(V-6)}$$

Le coefficient de frottement λ est déterminé par la formule de :

Nikuradzé :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad \text{.....(V-7)}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite.

ε : la rugosité de la conduite, d'après le catalogue de spécifications technique des tubes en PEHD elle est de 0.01 mm

B – Pertes de charges singulières

La perte de charge singulière est une perte de pression qui se produit lorsqu'un écoulement d'eau rencontre un changement de direction (les coudes), une contraction, ou un obstacle sur le trajet du fluide. Elle est appelée "singulière" car elle se produit à des endroits précis du

système de distribution d'eau potable, contrairement aux pertes de charge régulières qui sont causées par le frottement le long des parois du tuyau.

Pour les adductions d'eau potable les pertes de charge singulières sont estimées de 5 à 10% des pertes de charge linéaires.

Prenons : $\Delta H_S = 0.1 * \Delta H_L$ **……..(V-8)**

D'ou **:** $\Delta H_T = 1.10 * \Delta H_L$ **……..(V-9)**

V.5.3. Hauteur manométrique totale

Elle est évaluée comme suit :

$$HMT = H_g + \Delta H_{asp} + \Delta H_{ref}$$

Avec : HMT : hauteur manométrique total (m).

Hg : hauteur géométrique (m).

ΔH_{asp} : perte de charge en aspiration.

ΔH_{ref} : pertes de charge au refoulement.

V.5.4. Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée se calcul par la formule suivante :

$$P_{abs} = \frac{\rho * g * Q * HMT}{1000\eta} \text{ [Kw]……..(V-10)}$$

- η : rendement de la pompe en (%) (η=80%)
- Q : débit refoulé par la pompe en (m^3/s)
- g : pesanteur (9.81 m/s^2)
- ρ : masse volumique de l'eau (kg/ m3)

V.5.5. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]…….(V-11)}$$

- P : puissance de la pompe en (Kw)
- t : le temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas t =20h

V.5.6. Frais d'exploitation

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

$$\mathbf{Fex = E * e\ [DA]\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(V\text{-}12)}$$

- E : énergie consommée par la pompe en (Kwh)
- e : prix unitaire d'un KwH imposé par la SONELGAZ. (e = 4.633 DA)

V.5.7. Frais d'investissement :

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

$$\mathbf{F_{inv} = Prix_{total} + F_{am}\ [DA]\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(V\text{-}13)}$$

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

$$\mathbf{F_{am} = P_t * A\ [DA]\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(V\text{-}14)}$$

P_t : prix de la conduite en (DA)

A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(V\text{-}15)}$$

i : Taux d'annuité annuel, i = 8%

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

V.5.8. Dimensionnement des tronçons de l'adduction :

a. Point de ramification vers les réservoirs R 100 m^3 :

$$\mathbf{D_{écon} = Cj^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}}$$

$D_{ec} = (0.23562)^{0.3} * (2.108015)^{0.148} * (0.006814944)^{0.44} = 0.08059$ m **= 80.59 mm**

$D_{ec} = 90$ mm

Vérification de la vitesse :

$V = \frac{4*Q}{\pi D^2} = \frac{4*0.006814944}{\pi 0.09^2} = 1.07$ m/s

- Calcul de la cote piézométrique au point de ramification :

$C_{pa} = C_{pb} + \Delta H_{a\text{-}b}$

$$\Delta H_{a\text{-}b} = \mathbf{\frac{8\lambda LeqQ^2}{\pi^2 g D^5}}$$

$L_{eq} = 1.1 * 337.6672 = 371.433$ m

$$\Delta H_{a\text{-}b} = \mathbf{\frac{8*0.012427*371.433*(0.006814944)^2}{9.81*0.09^5*\pi^2}}$$

ΔH_{a-b} = 3 m

C_{pb} = 699.77 m

C_{pa} = 699.77 + 3 = 702.77 m

b. Station de pompage - point de ramification :

Données de calcul :

-L = 1278.147 m

-Q = 0.028923 m^3/s

-D_{bonnin} = 0.170 m

-cote du plan d'eau : Z_1 = 606.25 m

-cote piézométrique du point de ramification : Z_2 = 702.77 m

-H_g = 96.52 m

Tableau V.3 : Calcul de la hauteur manométrique total HMT.

DN (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	λ	ΔHL(m)	ΔHT(m)	Hg (m)	HMT (m)
110	90	4.54641	0.01243	185.936182	204.5298003	96.52	301.0498003
125	102.2	3.52575	0.01213	96.116971	105.728668	96.52	202.248668
160	130.8	2.15247	0.01158	26.726993	29.39969187	96.52	125.9196919
200	163.6	1.37590	0.01112	8.380462	9.218507706	96.52	105.7385077
250	204.6	0.87972	0.01068	2.631595	2.894754189	96.52	99.41475419
315	257.8	0.55410	0.01025	0.795557	0.875112865	96.52	97.39511286

Tableau V.4 : Puissance absorbée par la pompe.

DN (mm)	Dint (mm)	HMT (m)	g (m/s2)	Q(m3/s)	η(%)	Pabs (K w)
110	90	301.0498	9.81	0.028923	80%	106.77282
125	102.2	202.24867	9.81	0.028923	80%	71.73119
160	130.8	125.91969	9.81	0.028923	80%	44.65972
200	163.6	105.73851	9.81	0.028923	80%	37.50210
250	204.6	99.414754	9.81	0.028923	80%	35.25926
315	257.8	97.395113	9.81	0.028923	80%	34.54296

Tableau V.5 : Calcul des frais d'exploitation

DN (mm)	Dint (mm)	t (heures)	E (kwh)	Fex (DA)
110	90	20	779441.57	3611152.77
125	102.2	20	523637.68	2426013.36
160	130.8	20	326015.97	1510431.97
200	163.6	20	273765.30	1268354.62
250	204.6	20	257392.60	1192499.93
315	257.8	20	252163.59	1168273.92

Tableau V.6 : Calcul des frais d'investissement

DN (mm)	Dint (mm)	Prix de ML (DA)	L(m)	Prix total	A (%)	Fam (DA)	Finv (DA)
110	90	865.8	1278.147	1106619.67	8.9%	98489.15086	1205108.823
125	102.2	1090.44	1278.147	1393742.61	8.9%	124043.0927	1517785.707
160	130.8	1801.8	1278.147	2302965.26	8.9%	204963.9085	2507929.173
200	163.6	2784.6	1278.147	3559128.14	8.9%	316762.4041	3875890.54
250	204.6	4387.5	1278.147	5607869.96	8.9%	499100.4267	6106970.389
315	257.8	6715.8	1278.147	8583779.62	8.9%	763956.3864	9347736.009

- **Bilan :**

Tableau V.7 : Cout total du tronçon SP-Point de ramification

DN (mm)	Dint (mm)	Fex (DA)	Finv (DA)	Ti (DA)
110	90	3611152.77	1205108.82	4816261.59
125	102.2	2426013.36	1517785.707	3943799.07
160	130.8	1510431.97	2507929.173	4018361.15
200	163.6	1268354.62	3875890.54	5144245.16
250	204.6	1192499.93	6106970.389	7299470.32
315	257.8	1168273.92	9347736.009	10516009.9

Le diamètre économique correspond au total des frais le plus faible mais avec une vitesse admissible (0.5 à 2 m/s).

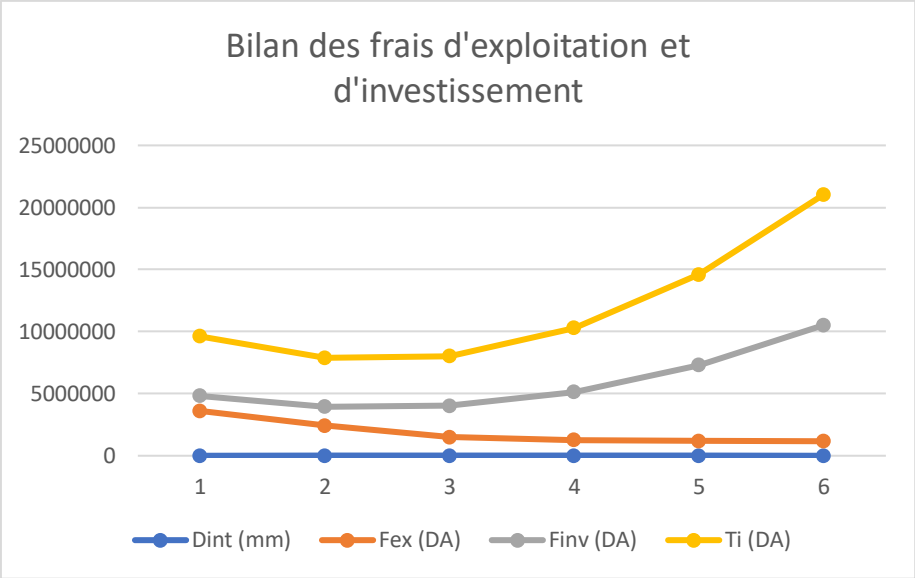


Figure V.2 : cout total (frais d'exploitation + frais d'investissement) en fonction du diamètre

On prend un diamètre économique D = 200 mm, pour un cout de 5144245.16 DA, avec une vitesse V = 1.37 m/s

c. Point de ramification – réservoir R 500

On a la cote piézométrique au point de ramification :

C_{pa} = 702.77 m

Et la cote du trop-plein du réservoir R 500 :

$C_{TRadier}$ = 649.85 m

Donc : la charge disponible est égale :

$\Delta H_d = C_{pa} - C_{TRadier} = 702.77 - 649.85 = 52.92$ m

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * Leq * Q^B}{\Delta Hd}} \quad \text{.....(V-16)}$$

$L_{eq} = 1.1 * 26.93 = 29.623$ m

$Q = 0.0221085$ m^3/s

Dans notre cas, on prend : K'= 0,001052; $\beta = 2$; m = 4.772 (PEHD).

D = 0.04259 m = 43.37 mm

On normalise le diamètre : D = 50 mm

Vérification de la vitesse :

$$\mathbf{V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4*0.0221085}{\pi*0.044^2}} = 14.53 \text{ m/s}$$

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

On prend D = 160 mm ; $V = \frac{4*0.0221085}{\pi*0.1308^2} = 1.64$ m/s

Conclusion :

Le dimensionnement de l'adduction en eau potable est essentiel pour assurer une distribution en eau efficace, durable et répondant aux besoins de la population.

Dans ce chapitre nous avons dimensionné les différents tronçons de l'adduction sur la base d'une étude technico-économique afin d'assurer une pression admissible, minimiser les pertes d'eau et réaliser des économies financières.

Chapitre VI : Projection du réseau d’AEP à l’horizon 2053

Chapitre VI : Projection du réseau d'AEP à l'horizon 2053

Introduction :

Dans ce chapitre, nous projetons un nouveau réseau de distribution, que nous dimensionnons, en déterminant les caractéristiques hydrauliques du réseau (vitesse, pressions et pertes de charge) par une simulation sur logiciel Epanet afin de répondre à la demande en eau potable de la population pour chaque étage.

VI.1. Classification des réseaux :

VI.1.1. Réseau ramifié : [1]

Un réseau ramifié est un réseau qui est constitué par la conduite principale et des conduites secondaires (branches) : c'est un réseau arborescent. Il n'assure aucune distribution de retour. Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale et que toute la population d'aval sera privée d'eau. Les conduites secondaires sont généralement en impasse et peuvent occasionner une stagnation d'eau dans ces conduites et par conséquent une corrosion et une contamination.

VI.1.2. Réseau maillé :[1]

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçon disposé de telles manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé.

Un réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Il présente une indétermination sur les grandeurs et les signes (sens) des débits et des pertes de charges dans chaque tronçon.

VI.1.3. Réseau mixte :

C'est un réseau qui est composé par des mailles et des ramifications pour alimenter les zones isolées de l'agglomération.

VI.1.4. Réseau étagé :

Ce type de réseau est utilisé lorsque la topographie est très tourmentée, chaque réseau est indépendant de l'autre.

VI.2. Choix du type de réseau projeté :

Dans notre cas on va projeter un réseau de distribution de type maillé étagé en tenant compte de toute la répartition spatiale de l'agglomération et les extensions à long terme, et assurer une pression adéquate pour tout le réseau ; afin de garantir de l'eau potable de manière efficace et sécurisé aux consommateurs.

VI.3. Choix du matériau de la canalisation :

Le choix du matériau des conduites dépend de plusieurs critères : la nature du sol, la pression supportée, la disponibilité sur le marché et le prix économique.

On va utiliser dans ce projet le matériau PEHD (polyéthylène à haute densité) vu les avantages qu'elle présente :

- Très bonne étanchéité.
- Résistance à la corrosion.
- Cout intéressant pour les petits et moyens diamètres.
- Faciliter de transport et de pose.

VI.4. Calcul hydraulique du réseau projeté :

Le calcul hydraulique se fera pour deux cas :

- Cas de pointe
- Cas de pointe plus incendie

VI.4.1. Détermination des débits du réseau de distribution :

Pour calculer les différents débits dans un réseau maillé, il faut déterminer les longueurs des tronçons du réseau, calculer les débits en route, le débit spécifique et les débits nodaux par les formules (III.1), (III.3) et (III.4) citées dans le troisième chapitre.

Débit spécifique :

$Qsp = \frac{Qrte}{\sum Li}$

Avec :

Q_{rte} : débit en route en (l/s)

$\sum Li$: Somme des longueurs des tronçons qui assurent le service en route

$Q_{rte} = Q_{maxh} - Q_{conc}$

Q_{conc} : débit concentré = 0

Donc : $Q_{rte} = Q_{maxh}$

Débit en route :

$Qr = q_{sp} * L_i$

Débit au nœud :

Débit au nœud ou débit au point de jonction de deux ou plusieurs conduites, il désigne le débit alimentant la population, il est déterminé comme suit :

$Qn = 0.5* \Sigma Qr + \Sigma Qc$

- **Etage A :**

- $\sum Li = 2625.1549$ m
- $Q_{maxh} = 11.45$ l/s
- $Qsp = 0.0043616$ l/s/m

Les tableaux suivants représentent les valeurs des débits en route et les débits nodaux du réseau pour chaque étage :

Tableau VI.1 : Valeurs des débits en route et aux nœuds dans l'étage A.

Numéro de nœud	Tronçon	Longueurs (m)	Qr (l/s)	∑Qr (l/s)	Qn (l/s)
1	1_2	109.7	0.47	4.29	2.14
	1_4	420.3	1.83		
	1_5	453.9	1.98		
2	2_3	370.06	1.61	2.09	1.04
	2_1	109.7	0.47		
3	3_4	117.6	0.51	2.12	1.06
	3_2	370.6	1.61		
4	4_1	420.3	1.83	2.34	1.17
	4_3	117.6	0.51		
5	5_6	100.4	0.43	2.46	1.23
	5_7	110.8	0.48		
	5_1	453.9	1.98		
6	6_5	100.4	0.43	1.9	0.95
	6_9	336.9	1.46		
7	7_8	388.2	1.69	2.1766	1.08
	7_5	110.8	0.48		
8	8_9	217.1	0.94	2.6402	1.32
	8_7	388.2	1.69		
9	9_8	217.1	0.94	2.4163	1.20
	9_6	336.9	1.46		

- **Etage B :**

- ∑Li = 4614.4545 m
- Q_{maxh} = 37.1422 l/s
- Qsp = 0.00804909 l/s/m

Tableau VI.2 : Valeurs des débits en route et aux nœuds dans l'étage B

Numéro de nœud	Tronçon	Longueurs (m)	Qr (l/s)	∑Qr (l/s)	Qn (l/s)
1	1_2	406.75	3.27	9.86	4.93
	1_5	396.3	3.19		
	1_9	422.66	3.40		
2	2_1	406.75	3.27	5.43	2.71
	2_3	268.52	2.16		
3	3_2	268.52	2.16	4.68	2.34
	3_4	313.21	2.52		
4	4_3	313.21	2.52	7.93	3.96
	4_5	103.5	0.83		
	4_6	569.29	4.58		
5	5_4	103.5	0.83	7.73	3.86
	5_1	396.3	3.19		
	5_7	460.8	3.70		
6	6_4	569.29	4.58	7.75	3.87
	6_7	394.08	3.17		
7	7_5	460.8	3.70	11.11	5.55
	7_6	394.08	3.17		
	7_8	282.7	2.27		
	7_10	243.6	1.96		
8	8_9	597.14	4.80	7.08	3.54
	8_7	282.78	2.27		
9	9_1	422.66	3.40	8.20	4.10
	9_8	597.14	4.80		
10	10_7	243.6	1.96	3.21	1.60
	10_11	155.79	1.25		
11	11_10	155.79	1.25	1.25	0.62

VI.4.2. Détermination des diamètres avantageux :

Le diamètre de chaque conduite est déterminé en fonction du débit max correspondant pour chaque tronçon. On utilisera un programme Excel en première approche, puis on procédera

au fur et à mesure à des ajustements à l'aide du logiciel EPANET, en respectant les conditions de vitesse (0,5 à 1,5 m/s).

Tableau VI.3 : Détermination des diamètres intérieurs (Etage A)

Tronçon	Q pointe (l/s)	Q pointe + incendie (l/s)	Q max (l/s)	Diamètres intérieur (mm)	DN (mm)	V (m/s) pointe	V (m/s) incendie
1_R100	11.45	28.45	28.45	176.2	200	0.72	1.81
1_2	1.57	1.57	1.57	55.4	63	1.02	1.02
1_5	6.02	23.02	23.02	141	160	0.61	1.07
1_4	1.7	1.7	1.7	55.4	63	0.54	0.54
2_3	0.53	0.53	0.53	44	50	0.41	0.41
3_4	0.53	0.53	0.53	44	50	0.23	0.23
5_6	2.39	17.95	17.95	141	160	0.25	1.3
5_7	2.39	3.83	3.83	66	75	0.8	0.94
6_9	1.44	0.21	1.44	44	50	0.57	0.26
7_8	1.3	2.74	2.74	55.4	63	0.49	0.63
8_9	0.23	1.424	1.424	44	50	0.23	0.54

Tableau VI.4 : Détermination des diamètres intérieurs (Etage B)

Tronçon	Q pointe (l/s)	Q pointe + incendie (l/s)	Q max (l/s)	Diamètres intérieur (mm)	DN (mm)	V (m/s) pointe	V (m/s) incendie
R500_1	37.14	54.14	54.14	220.4	250	0.61	0.89
1_2	10.73	16.402	16.402	141	160	0.51	0.51
1_5	10.73	16.402	16.402	141	160	0.83	0.88
2_3	8.0179	13.68	13.68	110.2	125	0.67	0.68
3_4	5.67	11.34	11.34	110.2	125	0.55	0.54
4_5	3.43	3.68	3.68	96.8	110	1.06	1.07
4_6	5.14	3.68	5.14	79.2	90	0.72	0.75
5_7	3.43	16.22	16.22	141	160	0.9	1.02
6_7	1.26	0.1866	1.26	55.4	63	0.58	0.54
7_8	3.09	8.2436	8.2436	96.8	110	0.42	0.4
7_10	2.23	2.2321	2.2321	55.4	63	0.65	0.65
8_9	6.63	4.7	6.63	79.2	90	0.57	0.4
9_1	10.73	16.402	16.402	141	160	0.53	1.54
10_11	0.627	0.62	0.627	50	44	0.41	0.41

VI.4.3. Simulation hydraulique du réseau sur Epanet :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau. **[2]**

VI.4.3.1. Les étapes de l'utilisation d'EPANET : [2]

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Décrire le fonctionnement système.
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- Lancer une simulation hydraulique.
- Visualiser les résultats d'une simulation.

VI.4.4. Résultats de simulation hydraulique du réseau projeté :

A) Cas de pointe :

- **Etage A :**

Tableau VI.5 : Valeurs des charges et pressions du réseau dans l'étage A (cas de pointe)

ID Noeud	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 1	659.9	2.146	697.99	38.09
Noeud 4	635.5	1.173	687.99	52.49
Noeud 3	627	1.065	689.97	62.97
Noeud 2	642	1.046	696.37	54.37
Noeud 7	627.1	1.088	691.34	64.24
Noeud 8	627	1.32	689.8	62.8
Noeud 9	644	1.208	689.2	45.2
Noeud 6	649	0.954	692.84	43.84

Noeud 5	632	1.232	696.34	64.34
Réservoir R100	696.57	Sans Valeur	698.57	5

Les vitesses et les pertes de charges sont représenter dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Valeurs des vitesses et pertes de charge du réseau dans l'étage A, cas de pointe

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	DN (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)
Tuyau 8_9	217.1	44	50	0.01	0.43	0.28	2.76
Tuyau 6_9	336.9	55.4	63	0.01	-1.74	0.72	10.8
Tuyau 1_4	420.3346	66	75	0.01	4.31	1.26	23.79
Tuyau 3_4	117.6	44	50	0.01	-1.2	0.79	16.79
Tuyau 2_3	370.0684	55.4	63	0.01	-2.26	0.94	17.32
Tuyau 1_2	109.7476	66	75	0.01	-3.31	0.97	14.74
Tuyau 7_8	388.2176	55.4	63	0.01	0.99	0.41	3.97
Tuyau R100_1	163.76	141	160	0.01	11.43	0.73	3.54
Tuyau 5_7	110.8105	66	75	0.01	-6.12	1.79	45.12
Tuyau 5_6	100.4564	96.8	110	0.01	-14.72	1.63	34.84
Tuyau 1_5	453.9198	110.2	125	0.01	6	0.63	3.63
Vanne 3	Sans Valeur	66	75	Sans Valeur	-4.04	1.18	5
Vanne 4	Sans Valeur	66	75	Sans Valeur	-4.33	1.27	10
Vanne 1	Sans Valeur	96.8	110	Sans Valeur	-12.02	1.63	3.5
Vanne 2	Sans Valeur	44	50	Sans Valeur	-0.96	0.63	0.6

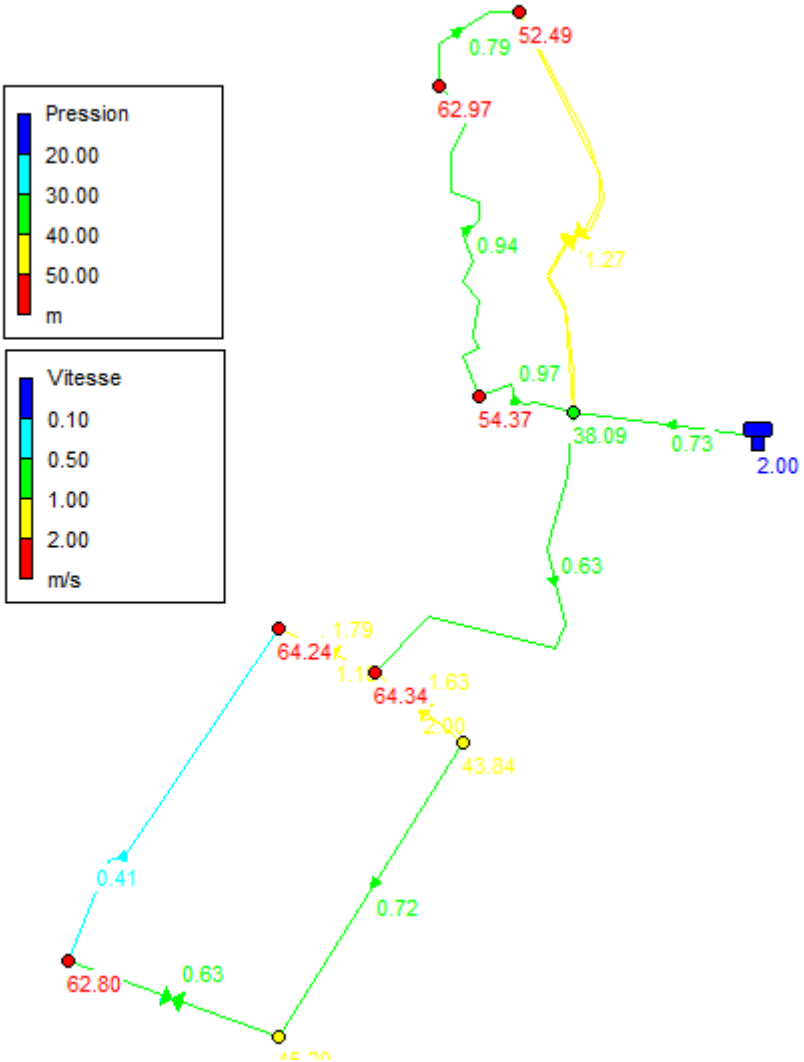


Figure VI.1 : Répartition des vitesses et des pressions : cas de pointe (étage A).

- **Etage B :**

Tableau VI.7 : Valeurs des charges et pressions du réseau dans l'étage B, cas de pointe

ID Noeud	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 1	625.79	4.933	651.64	25.85
Noeud 3	605	2.3412	648.9	43.9
Noeud 4	603.66	3.9682	650.55	46.89
Noeud 5	604.44	3.866	651.1	46.66
Noeud 2	620.83	2.7177	650.37	29.54
Noeud 6	596.02	3.8772	646.12	50.1
Noeud 7	605.11	5.559	649.63	44.52
Noeud 10	607.01	1.6074	647.85	40.84

Noeud 11	611.01	0.627	647.02	36.01
Noeud 8	614	3.5413	647.35	33.35
Noeud 9	627.06	4.1043	651.14	24.08
Réservoir r500	649.85	Sans Valeur	651.85	5

Tableau VI.8 : Valeurs des vitesses et des pertes de charge du réseau dans l'étage B, cas de pointe

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	DN (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau 7_10	243.6	66.00	75	0.01	2.23	0.65	7.29
Tuyau 6_7	394.086	55.40	63	0.01	-1.56	0.65	8.9
Tuyau 4_5	103.5	110.20	125	0.01	-7.44	0.78	5.35
Tuyau 3_4	313.21	55.40	63	0.01	-1.16	0.48	5.25
Tuyau 5_7	460.8	141.00	160	0.01	10.83	0.69	3.2
Tuyau 7_8	282.78	55.40	63	0.01	1.47	0.61	8.04
Tuyau 10_11	155.79	44.00	50	0.01	0.63	0.41	5.34
Tuyau 1_2	406.7525	96.80	110	0.01	3.9	0.53	3.13
Tuyau 1_5	396.3	220.40	250	0.01	-22.14	0.58	1.35
Tuyau R500_1	187.45	277.60	315	0.01	37.14	0.61	1.13
Tuyau 8_9	597.1452	66.00	75	0.01	-2.07	0.6	6.35
Tuyau 9_1	422.6675	141.00	160	0.01	-6.17	0.4	1.17
Tuyau 4_6	569.2951	66	75	0.01	2.32	0.68	7.78
Tuyau 2_3	268.5282	55.4	63	0.01	-1.18	0.49	5.44

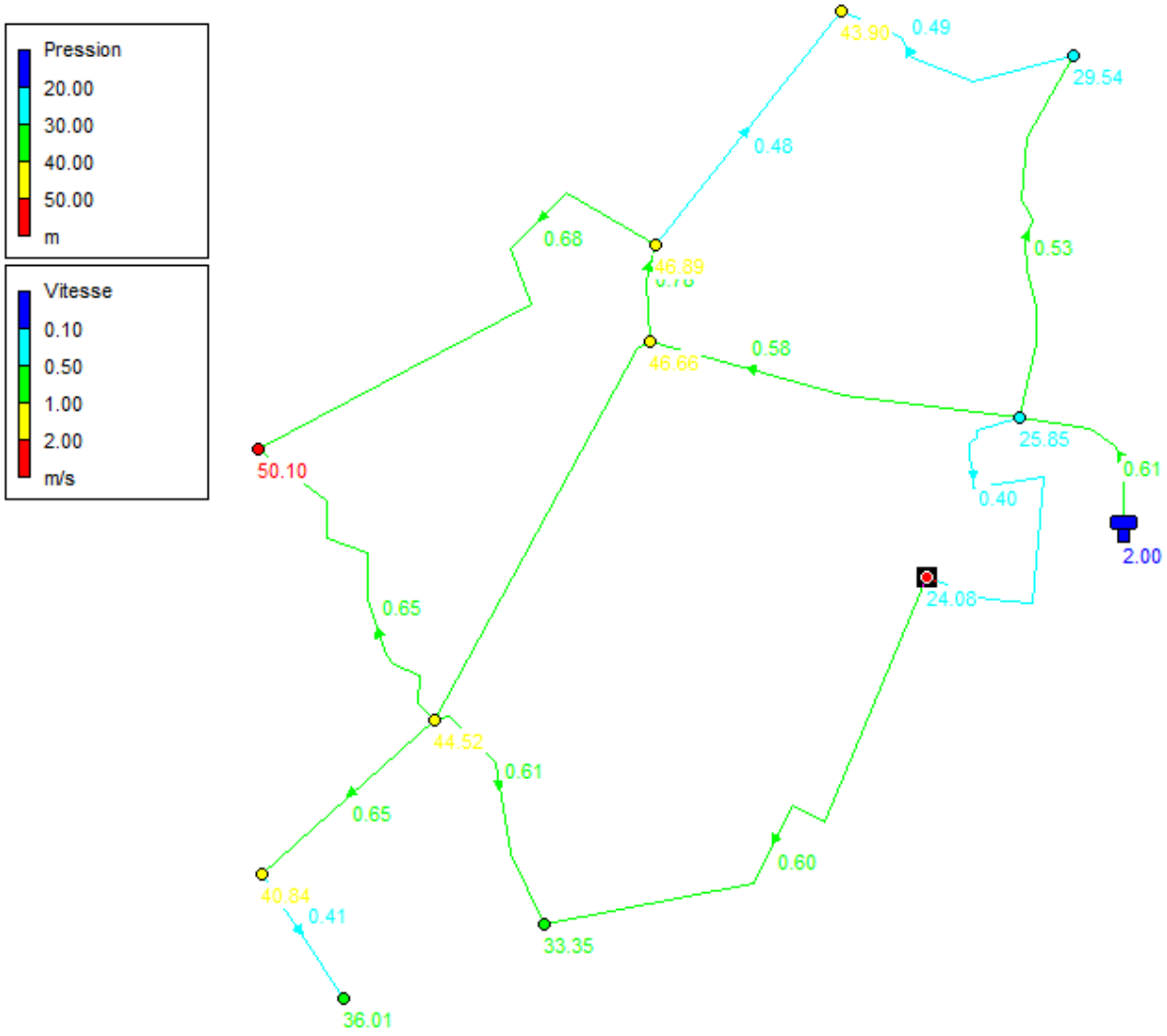


Figure VI.2 : Répartition des vitesses et des pressions : cas de pointe (étage B).

B) Cas de pointe + incendie :

Dans le cas de pointe plus incendie on va ajouter un débit de 17 (l/s) dans les deux nœuds les plus défavorable (N_6 et N_9) de chaque étage et on va simuler pour voir le comportement du réseau.

- **Etage A :**

Tableau VI.9 : Valeurs des charges et pressions du réseau dans l'étage A (cas de pointe + incendie)

ID Noeud	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 1	659.9	2.146	695.52	35.62
Noeud 4	635.5	1.173	685.52	50.02
Noeud 3	627	1.065	687.49	60.49
Noeud 2	642	1.046	693.9	51.9
Noeud 7	627.1	1.088	671.4	44.3
Noeud 8	627	1.52	669.86	42.86
Noeud 9	644	1.208	669.26	25.26
Noeud 6	649	17.954	672.9	23.9
Noeud 5	632	1.232	676.4	44.4
Réservoir R100	696.57	Sans Valeur	698.57	5

Tableau VI.10 : Valeurs des vitesses et pertes de charge du réseau dans l'étage A, cas de pointe + incendie

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	DN (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau 8_9	217.1	44.0	50	0.01	0.43	0.28	2.76
Tuyau 6_9	336.9	55.4	63	0.01	-1.74	0.72	10.8
Tuyau 1_4	420.3346	66	75	0.01	4.31	1.26	23.79
Tuyau 3_4	117.6	44	50	0.01	-1.2	0.79	16.79
Tuyau 2_3	370.0684	55.4	63	0.01	-2.26	0.94	17.32
Tuyau 1_2	109.7476	66.0	75	0.01	-3.31	0.97	14.74
Tuyau 7_8	388.2176	55.4	63	0.01	0.99	0.41	3.96
Tuyau R100_1	163.76	141.0	160	0.01	28.43	1.82	18.65
Tuyau 5_7	110.8105	66	75	0.01	-6.12	1.79	45.12
Tuyau 5_6	100.4564	96.8	110	0.01	-14.72	2	34.84
Tuyau 1_5	453.9198	110.2	125	0.01	23	2.41	42.12
Vanne 3	Sans Valeur	66.0	75	Sans Valeur	-4.04	1.18	5
Vanne 4	Sans Valeur	66.0	75	Sans Valeur	-4.33	1.27	10

Vanne 1	Sans Valeur	96.8	110	Sans Valeur	4.98	0.68	3.5
Vanne 2	Sans Valeur	44.0	50	Sans Valeur	-0.96	0.63	0.6

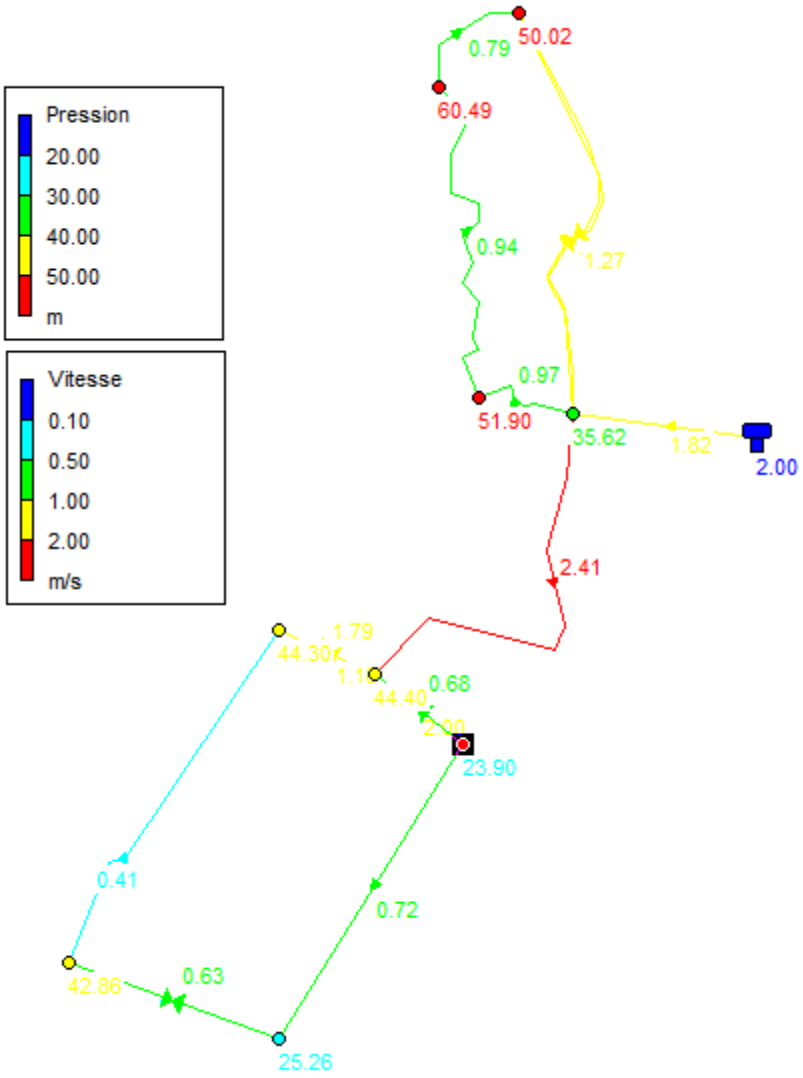


Figure VI.3 : Répartition des vitesses et des pressions cas de pointe + incendie (étage A).

- **Etage B :**

Tableau VI.11 : Valeurs des charges et pressions du réseau dans l'étage B, cas de pointe + incendie

ID Noeud	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 1	625.79	4.933	651.43	25.64
Noeud 3	605	2.3412	648.68	43.68
Noeud 4	603.66	3.9682	650.3	46.64
Noeud 5	604.44	3.866	650.86	46.42
Noeud 2	620.83	2.7177	650.15	29.32
Noeud 6	596.02	3.8772	645.79	49.77
Noeud 7	605.11	5.559	649.21	44.1
Noeud 10	607.01	1.6074	647.43	40.42
Noeud 11	611.01	0.627	646.6	35.59
Noeud 8	614	3.5413	644.56	30.56
Noeud 9	627.06	21.1043	646.32	19.26
Réservoir r500	649.85	Sans Valeur	651.85	5

Tableau VI.12 : Valeurs des vitesses et des pertes de charge du réseau dans l'étage B, cas de pointe + incendie

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	DN (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)
Tuyau 7_10	243.6	66.00	75	0.01	2.23	0.65	7.29
Tuyau 6_7	394.086	55.40	63	0.01	-1.54	0.64	8.66
Tuyau 4_5	103.5	110.20	125	0.01	-7.46	0.78	5.38
Tuyau 3_4	313.21	55.40	63	0.01	-1.15	0.48	5.19
Tuyau 5_7	460.8	141.00	160	0.01	11.53	0.74	3.59
Tuyau 7_8	282.78	55.40	63	0.01	2.2	0.91	16.44
Tuyau 10_11	155.79	44.00	50	0.01	0.63	0.41	5.34
Tuyau 1_2	406.7525	96.80	110	0.01	3.91	0.53	3.14
Tuyau 1_5	396.3	220.40	250	0.01	-22.85	0.6	1.43
Tuyau R500_1	187.45	277.60	315	0.01	54.14	0.89	2.25
Tuyau 8_9	597.1452	66.00	75	0.01	-1.34	0.39	2.95
Tuyau 9_1	422.6675	141.00	160	0.01	-22.45	1.44	12.08
Tuyau 4_6	569.2951	66	75	0.01	2.34	0.68	7.92
Tuyau 2_3	268.5282	55.4	63	0.01	-1.19	0.49	5.49

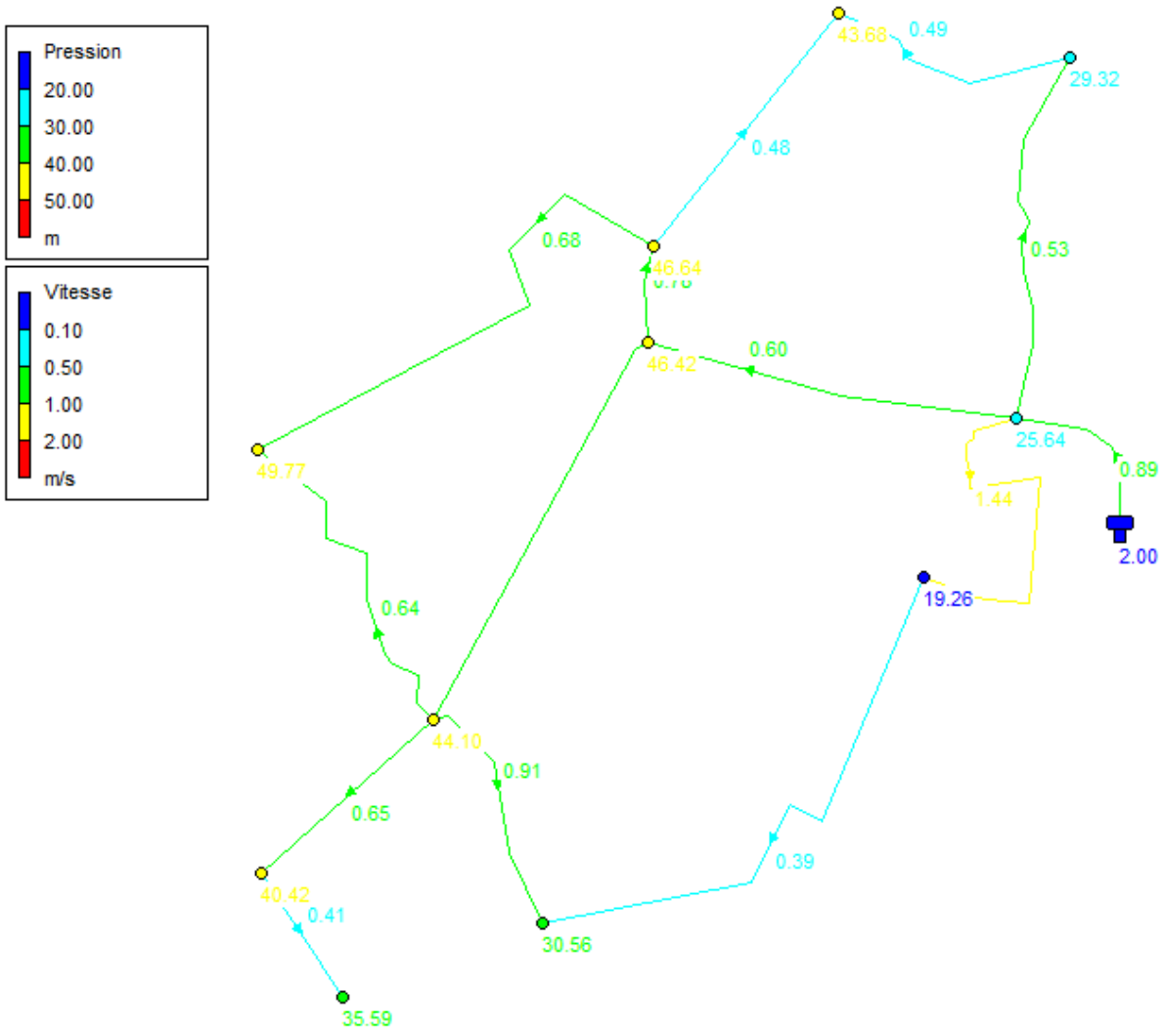


Figure VI.4 : Répartition des vitesses et des pressions : cas de pointe + incendie (étage B)

VI.4.5. Interprétation des résultats de simulation (cas de pointe) :

- Les pressions sont acceptables à 100 % dans les deux étages
- Les vitesses sont admissibles à 85.72 % dans l'étage inferieure et à 90.91 % pour l'étage supérieur.

VI.4.6. Interprétation des résultats de simulation (cas de pointe + incendie) :

- Dans le cas de pointe plus incendie on remarque une augmentation dans les vitesses des tronçons et une diminution dans les pressions aux nœuds mais cela reste toujours dans les normes, sauf un seul tronçon qui a une vitesse un peu plus élevée dans l'étage supérieure (2.41 m/s).

- Les vitesses sont acceptables à 92.86 % dans l'étage inferieure et à 90.91 % dans l'étage supérieur.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné le réseau projeté de l'agglomération afin d'assurer la durabilité, la fiabilité, et la qualité de l'approvisionnement en eau potable pour les consommateurs de la région d'étude.

Les diamètres du réseau varient autour de 75mm à 315 mm et le matériau utilisé est le PEHD PN10

Pour les tronçons qui ont une vitesse faible, nous recommandons de faire des vidanges périodiques pour protéger les canalisations contre le dépôt des sédiments et l'entartrage.

Chapitre VII

Pose de canalisation et accessoires

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires.

Introduction :

La pose de canalisation et d'accessoires est une tâche essentielle dans un projet d'AEP, elle est liée directement à la durée de vie du réseau. Il faut respecter les règles de pose des conduites selon la nature de sols, et la nature des conduites pour un meilleur fonctionnement du réseau.

VII.1. Principes de pose de canalisation :[1]

Les canalisations sont généralement posées en tranchée à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenues et protégées.

Si la canalisation est posée en tranchée. Celle-ci doit être suffisamment large de façon à permettre l'entrée des ouvriers. Le fond doit avoir été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite.

L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m dans les régions tempérées et de 1,25 à 1,50 m dans les régions à climat rigoureux.

Une conduite doit toujours être posée de façon à créer des points bas pour la vidange et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques mm par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m.

VII.1. Les différents types de pose de canalisation

Il existe plusieurs types de pose de canalisation, et chaque type dépend de la topographie du terrain et sa nature, et les différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

VII.1.1. Pose selon la nature de terrain

La région de notre projet d'étude a un terrain ordinaire c'est-à-dire c'est un terrain stable et qui ne présente pas des caractéristiques exceptionnelles.

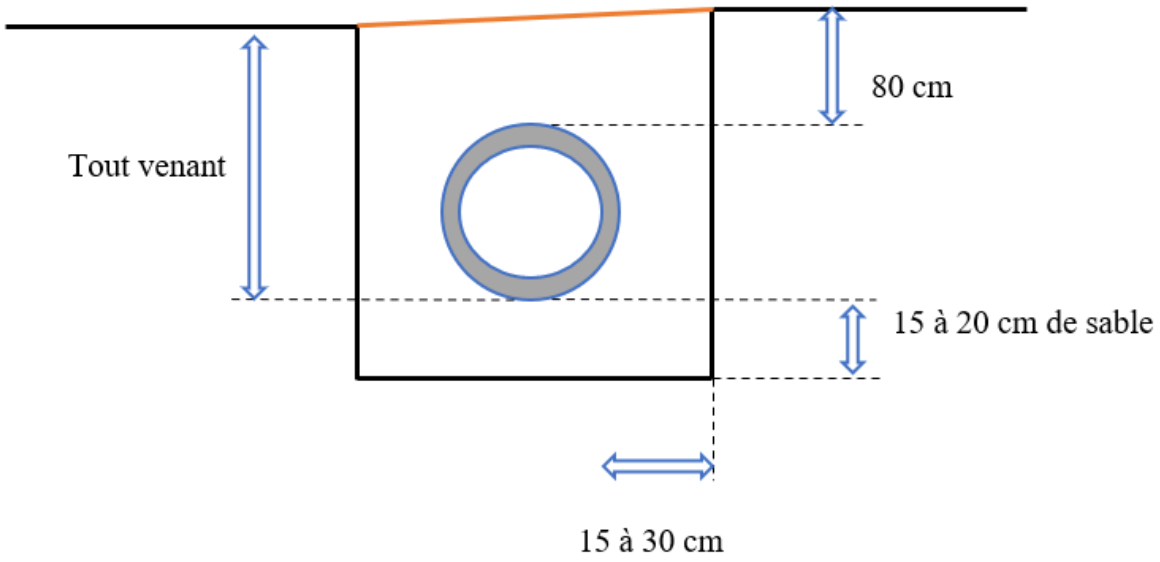
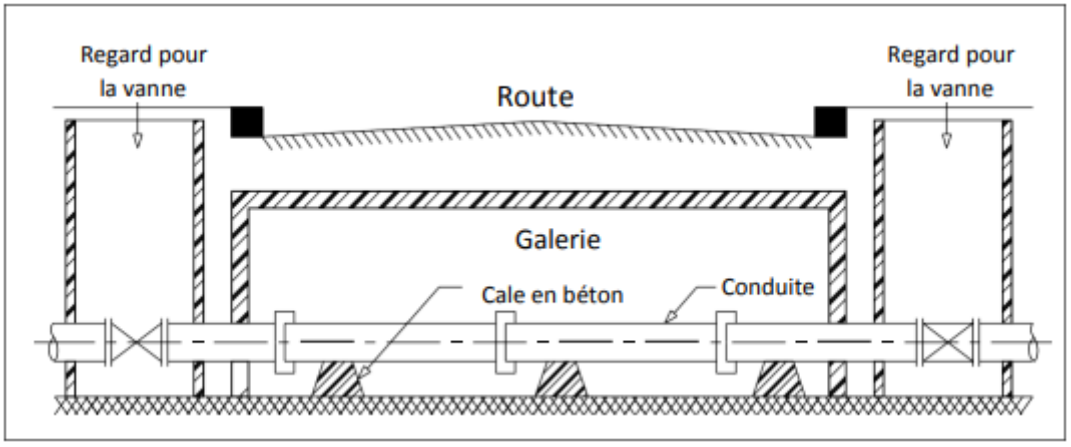


Figure VII.1 : Pose dans un terrain ordinaire**.**

VII.1.2. Pose de canalisations en galerie :

Dans notre projet il existe plusieurs traversées de route, dans ce cas les conduites peuvent être placées dans des fourreaux de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton afin de protéger les conduites contre les charges supportées qui peuvent amener à des ruptures et par conséquent à des infiltrations nuisibles. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.



FigureVII.2 : Traversée d'une route par une conduite en galerie.

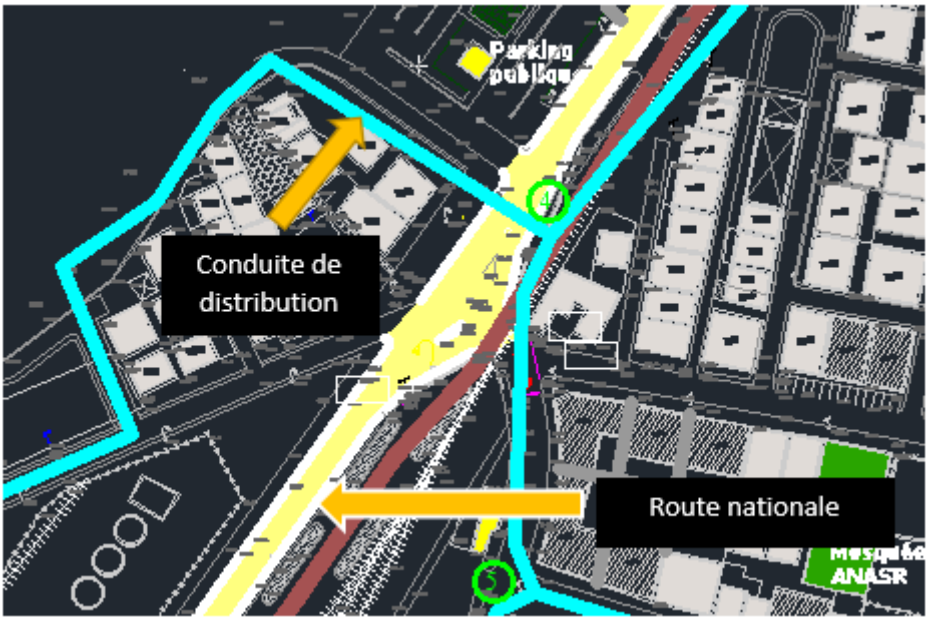


Figure VII.3 : Traversée d'une route sur le plan de masse.

VII.1.3. Traversée d'une rivière : [1]

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction.

L'existence d'un pont route servira également de support de la canalisation, où celle-ci sera accrochée au tablier, mais dans notre projet il n'existe pas des ponts route.

La canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant contre les chocs

Dans ce cas de traversée par le fond, on opte pour des canalisations en acier et en polyéthylène du fait de leur élasticité. Les joints type soudés sont maintenus par des butées de béton posées de part et d'autre des joints.

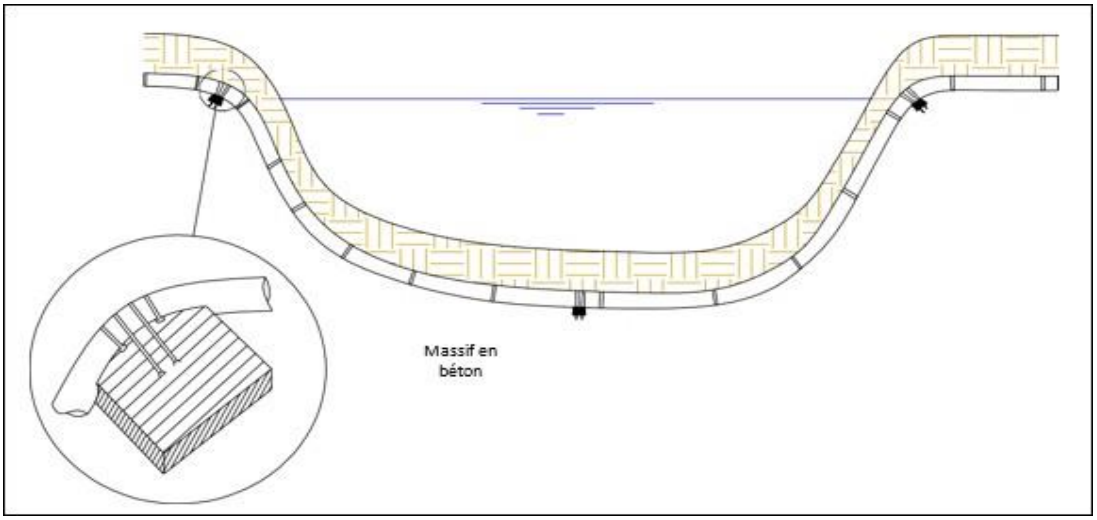


Figure VII.4 : Traversée d'une rivière.

VII.2. Assemblage :

Pour des diamètres, de conduites en PEHD, supérieures à 200mm, le soudage bouts à bouts est utilisé pour le raccordement et pour des diamètres compris entre 20à 200mm, l'assemblage se fait par manchons électro-soudables **[6]**

VII.2.1. Coudes :[3]

Soit une pression P régnant dans une conduite munie d'un coude d'angle α. La pression à prendre en compte est celle qui se manifeste pendant l'essai d'épreuve ; c'est-à-dire la pression de service majorée de 50%. On devra tenir compte également des surplus de pression dus au coup de bélier.

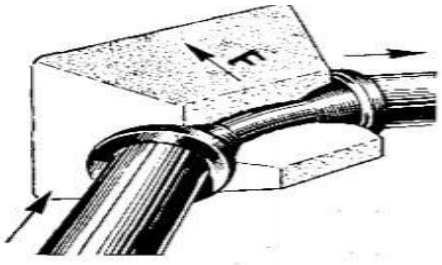


Figure VII.5 : exemple d'une conduite avec coude protégé par un massive en béton **[3]**

VII.2.2. Ramification : [3]

Quand une conduite secondaire où une conduite de même diamètre que la conduite principale vient se raccorder perpendiculairement à cette dernière, il est nécessairement utile de buter le raccordement par un massif de béton.

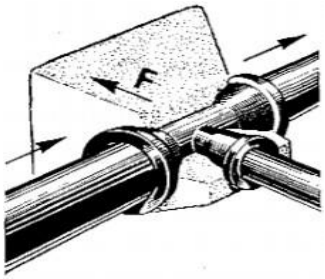


Figure VII.6 : Exemple d'une conduite en té protégé par un massive en béton **[3]**

VII.2.3. Cas d'un Cônes :

Les cônes sont aussi protégés par les massives en béton.

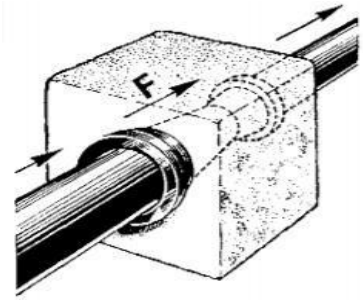


Figure VII.7 : Exemple d'un cône protégé par un massive en béton **[3]**

VII.3. Accessoires du réseau :

Les accessoires sont indispensables en AEP, ils sont utilisés pour contrôler, réguler et protéger les canalisations et les composants du réseau.

VII.3.1. Les robinets vanne :

a) Les robinets vannes à opercule

Sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. À partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule quand on veut le manœuvrer à partir de la position fermée.

b) Les vannes papillons :

Peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Elles sont d'un encombrement réduit, légères, le couple de manœuvre est faible et créent de faibles pertes de charge à pleine ouverture.

À partir d'un certain diamètre (200 à 300 mm) les robinets vannes des deux types sont généralement motorisés. Les vannes papillons sont plutôt utilisées pour les gros diamètres (350 et plus).



Figure VII.8 : Vanne papillon.**[5]**

c) **Les vannes d'altitude : [1]**

Elles sont placées à l'entrée d'un réservoir élevé, lorsque, dans ce réservoir, l'eau atteint son niveau maximum. La vanne se ferme sous l'effet de la pression de l'eau et, on évite que le réservoir ne déborde.

d) **Les robinets de décharge :**

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

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

e) Les vannes de réduction de pression : [1]

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

Pour notre projet d'étude on a des pressions un peut élever, donc il faut installer des vannes de réduction de pression pour assurer des pressions admissibles au niveau de certain nœuds

VII.3.2. Les clapets :

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

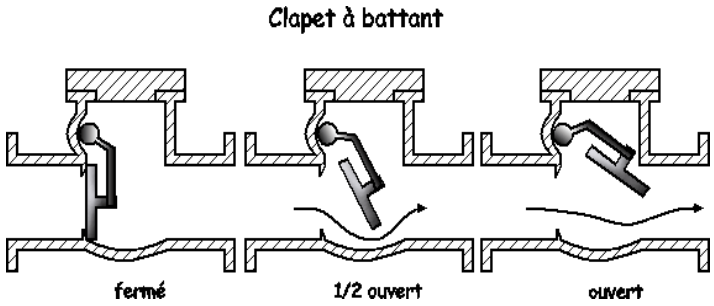


Figure VII.9 : clapet anti retour **[5]**

VII.3.3. Les ventouses

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

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



Figure VII.10 : Ventouse **[5]**

VII.3.4. Bouches et poteaux d'incendie :

- Leur diamètre est normalisé à 80, 100 ou 150 mm. Ils doivent être alimentés par des conduites de même diamètre qui doivent assurer un débit minimal de 17 L/s sous 1 bar ; la

disposition du réseau (réserve d'incendie) doit permettre aux pompiers de disposer de 120 m3.

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

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

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

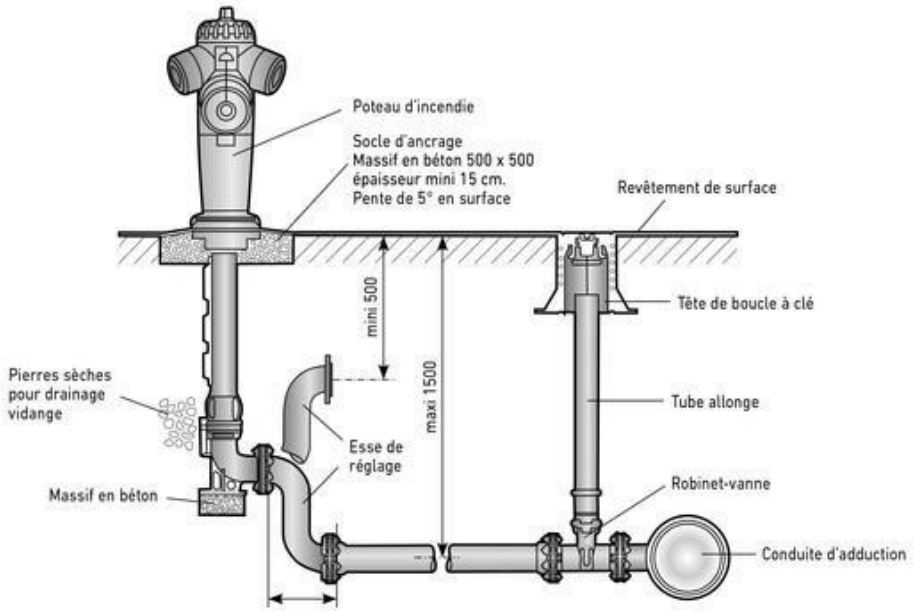


Figure VII.11 : Bouche et poteau d'incendie **[5]**

VII.3.5. Les régulateurs de pression [1]

Ce sont des organes de vannage qui introduisent une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne, quel que soit le débit et la pression amont.

• Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval sur un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contre poids.

• Les régulateurs de pression aval sont généralement utilisés pour limiter la pression dans les canalisations présentant une pente importante. Cela peut permettre de limiter les caractéristiques mécaniques de ces conduites.

• Les régulateurs de pression amont sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversés. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans une conduite gravitaire.

VII.3.6 Protection contre le coup de bélier [1]

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

- **Les causes du coup de bélier :**

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

- **Les risques dus aux coups de bélier :**

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

- **Les remèdes :**

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

- **Calcul de la charge en tenant compte du coup de bélier (surpression) :**

Z = Hg + b = 190.045 m

Avec :

$b = \frac{CV_0}{g}$

b : pression dû au coup de bélier

Hg : hauteur géométrique

Z = 96.52 + 93.52 = 190.045 m

- **Calcul de charge en dépression :**

Z = Hg – b = 96.52 – 93.52 = 3 m

- **Réservoir d'air anti bélier :**

Un réservoir à air comprimé est un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi l'ors d'un arrêt des pompes, le réservoir se décomprime et fournie de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression du au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau.

- **Dimensionnement du réservoir d'air par la méthode de VIBERT :**

C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air, cela dit elle ne tient pas compte des pertes de charge.

$$\mathbf{U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f(\frac{Z}{Z_0})}} \quad \textbf{.....(V-17)}$$

Avec :

LS : volume de la conduite à protéger, (L : longueur de la canalisation, S : section transversale de la conduite)

Z_0 = Hg+ 10 pression absolue au refoulement, exprimée en mce,

f (Z/ Z_0) = (Z_0/ Z_{min}) – Iog (Z_0/ Z_{min}) – 1

V_0 : vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement

g: l'accélération de pesanteur.

On pose :

$$H_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \quad \textbf{.....(V-18)}$$

On aura :

$$\mathbf{U_0} = \frac{h_0}{Z_0} \frac{LS}{f(\frac{Z}{Z_0})} \quad \textbf{.....(V-19)}$$

$$\mathbf{Z = Z_{max} = Hg + 10 + \frac{CV_0}{g}} \textbf{.....(V-20)}$$

Avec :

C : célérité d'onde en (m/s), calculée par la formule améliorée par **SALAH. B** pour les conduites enterrées (cas réel).

$$\mathbf{C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1+\frac{K*2*a*\left(1-\upsilon_m^2\right)*(1-\upsilon_S)}{\left(1-\upsilon_m^2\right)*a*E_S+E_m*e_m*(1-\upsilon_S)}}}} \textbf{.....(V-21)}$$

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_m : module de Young du matériau de la conduite ; E_m = 3*10^9 (Pa) pour le PEHD.

E_s : module de Young du sol ; E_s = 2*10^8 (Pa) pour le PEHD.

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

υ_S : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. υ_s=0.33(PEHD).

e_m : Épaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

$$H_0 = \frac{V_0^2}{2g} \longrightarrow \frac{h_0}{Z_0} \xrightarrow{\frac{Z_{max}}{Z_0}} \text{Abaque de VIBERT } \frac{U_0}{LS} ; \frac{Z_0}{Z_{min}}$$

$$\mathbf{U_0} = \frac{U_0}{LS} LS$$

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min}$$

$$U_{max} = \frac{U_0 * Z_0}{Z_{min}}$$

U_{max} : c'est le volume du réservoir d'air.

Tableau VII.1 : caractéristiques de la conduite d'adduction (SP – point de ramification).

Tronçons	Type de matériau	D (mm)	D_{int} (mm)	S (m^2)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP- pt de ramifi	PEHD	200	163.6	0.021	1.37	1278.14	96.52

- Calcul de la célérité :

Tableau VII.2 : calcul de la célérité d'onde

Tronçon	K (Pa) ($*10^9$)	P (Kg/m^3)	a (m)	ν_m	ν_s	E_s (Pa) ($*10^8$)	E_m (Pa) ($*10^9$)	e_m (m)	C (m/s)
SP- point de ramification	2.07	1000	0.0818	0.46	0.33	2	3	0.0182	669.70

Tableau VII.3 : Calcul de la capacité du réservoir d'air anti bélier.

Station	Z_0 (m)	Z_{max} (m)	V_0 (m/s)	g (m/s^2)	H_0 (m)	H_0/Z_0 $*(10^{-4})$	U_0/LS $*(10^{-3})$	Z_{min}/Z_0	U_0 (m^3)	U_{max} (m^3)	V (m^3)
SP	106.52	200.04	1.37	9.81	0.0956	8.974	2	0.6	0.053	0.0883	0.09

Par conséquent, nous adaptons un réservoir d'air vertical de 100 litres de capacité normalisée (Gamme16bars), pour la protection anti Bélier.

VII.3.7. Les entrées de service : branchements [1]

Elles relient la conduite de distribution au domicile de l'utilisateur.

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

On aménage un col de cygne sur l'entrée de service pour éviter que celle-ci se brise lors du mouvement du terrain. Ce col de cygne peut être situé soit dans un plan vertical ou horizontal.

L'entrée de service peut être en cuivre, en PEHD ou en matériau composite polyéthylène polyéthylène réticulé ou en polyéthylène réticulé (PEX).

Le col de cygne peut être remplacé par une longueur supplémentaire de branchement de 2% lorsque le PEHD ou le PEX est utilisé. Le tuyau doit alors serpenter au fond de la tranchée.

Si l'entrée de service se trouve dans la même tranchée que le branchement d'égout, elle doit être placée 300mm au-dessus.

VII.4. Pièces spéciales : [1]

Elles permettent

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

VII.4.1. Les cônes :

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

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

VII.4.2. Les croix de jonction :

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

VII.4.3. Les croix de jonction et d'incendie :

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

VII.4.4. Les manchons :

On a des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboitements, à emboitement,

et bout lisse, à deux brides, à brides et bout lisse, à emboitement et bride.

On les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (robinet-vannes, au niveau de certains joints).

VII.4.5. Les coudes :

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

¼ (90°), 1/8 (45°), 1/16 (22°30) , 1/32 (11°15'… ils sont utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés lorsque la conduite change de direction. Généralement les coudes ou tés sont maintenus par des massifs de butée convenablement dimensionnés.

VII.4.6. Les tés :

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

VII.5. Appareillage de mesure :

VII.5.1. Mesure de débits :

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

- Le diaphragme
- La venturi
- La tuyère

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

- Débitmètre à ultrason :

Un émetteur ultrasonique émet des ondes sonores, la mesure du temps mis par le signal pour parcourir la distance L nous permet de connaître la vitesse du fluide.

- Débitmètre électromagnétique

VII.5.2. Mesure de la pression :

La pression se mesure par des manomètres.

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

Conclusion :

Les accessoires et pièces spéciales jouent un rôle essentiel dans le fonctionnement et la gestion efficace du système de distribution. Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents types des pièces spéciales et accessoires qui devront être installés sur le système d'AEP, et cité les types de pose des canalisations qui existe dans notre projet.

CHAPITRES VIII

ORGANISATION DE CHANTIER

Chapitre VIII : organisation de chantier.

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à prévoir toutes les ressources nécessaires en moyens humains, matériels et matériaux, et impose un rythme de travail pour une bonne utilisation de ses moyens dans le but de rechercher : la rapidité, la qualité et l'économie.

VIII.1. Travaux du réseau projeté

Exécution des tranchées : c'est l'opération de déblaiement, en suivant un axe défini par des jalons espacées de 50m.

- **Construction des regards :** les regards sont constitués on béton armé au niveau des accessoires du réseau comme les ventouses et les vannes.
- **Pose du lit de sable :** le lit de sable est posé sur le fond de la tranche avec une épaisseur de 15 cm.
- **Pose des conduites :** les conduites vont être poser au-dessus du lit de sable.
- **Remblayage des tranchées :** cette opération consiste à remplir les tranchées par une couche de 80 cm de sable au-dessus de la conduite

VIII.2. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

- **Marquage sur le terrain :** utilisation des piquets ou des jalons pour marquer visuellement l'emplacement du tracé des tranchées sur le terrain. Ces marques doivent être claires, bien visibles et résistantes aux conditions météorologiques.
- **Le nivellement :** Le nivellement est une opération de mesure pour déterminer les différences de niveau entre différents points sur un terrain ou un chantier. L'objectif principal du nivellement est d'obtenir une surface plane de référence, appelée plan de niveau ou plan horizontal, qui permet de prendre des mesures précises des hauteurs et des distances relatives entre les points.

VIII.3. Calcul des volumes des travaux du réseau de distribution :

VIII.3.1. Volume du déblai du réseau :

La réalisation des tranchées nécessite de déterminer la profondeur et la largeur de tranchée

a. **La profondeur (H_{tr}) :**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante **:**

$$H_{tr} = D + h + h_l \text{.....(VIII-1)}$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol. On prend :

h =1 m.

h1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0{,}15$m.

Donc :

$$H_{tr} = 1.15 + D$$

b. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée est calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0{,}6 \text{ m .....(VIII-2)}$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m)

c. Section du déblai :

$$Sd = b * H_{tr}$$

Sd : Section du déblai (m^2).

Donc le volume est :

$$Vd = Sd * L$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1 : Calcul du volume du déblai du réseau.

D (mm)	L (m)	b (m)	H_{tr} (m)	Sd (m^2)	Vd (m^3)
50	1799.03	0.65	1.2	0.78	1403.25
63	817.04	0.66	1.213	0.80	657.08
75	1681.99	0.68	1.225	0.83	1390.80
110	1579.29	0.71	1.26	0.89	1412.83
125	914.72	0.73	1.275	0.92	845.54
160	616.05	0.76	1.31	1.00	613.34
200	1674.447	0.8	1.35	1.08	1808.40
315	187.45	0.915	1.465	1.34	251.27
				Volume total	8382.51

VIII.3.2. Volume du lit de sable :

la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

Vs =b x e x L…….. (VIII-3)

Vs : volume du lit de sable (m3).

e : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm.

L : longueur de la tranchée (m).

b : Largeur de la tranchée (m)

Tableau VIII.2 : Calcul du volume du lit de sable

D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	V (m^3)
50	1799.03	0.65	0.15	175.41
63	817.04	0.66	0.15	81.25
75	1681.99	0.68	0.15	170.30
110	1579.29	0.71	0.15	168.19
125	914.72	0.73	0.15	99.48
160	616.05	0.76	0.15	70.23
200	1674.447	0.8	0.15	200.93
315	187.45	0.915	0.15	25.73
			Volume total	991.52

VIII.3.3. Volume de la conduite :

$$Sc = \frac{\pi * D^2}{4}$$

S c : section de la conduite (m2).

D : diamètre de la conduite (m).

Vc = Sc * L…….(VIII-4)

Tableau VIII.3 : Calcul du volume des conduites

D (mm)	L (m)	Sc (m2)	Vc (m^3)
50	1799.03	0.0020	3.53
63	817.04	0.0031	2.55
75	1681.99	0.0044	7.43
110	1579.29	0.0095	15.01
125	914.72	0.0123	11.23
160	616.05	0.0201	12.39
200	1674.447	0.0314	52.60
315	187.45	0.0779	14.61
		Volume total	119.34

VIII.3.4. Volume de remblai

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

V r =V exc – Vs – V c……(VIII-5)

V r : volume du remblai.

V exc. volume du déblai (volume excavé).

V c : volume occupé par la conduite.

Vs : volume du lit de sable.

A.N : $V_r = 6640.34 – 795.21 – 75.06 =$ **5770.07 m^3**

VIII.4. Calcul du volume des travaux du réservoir projeté

VIII.4.1. Volume du déblai :

Le volume de déblai nécessaire à la réalisation du réservoir projeté est évalué comme suit :

$$V_D = [(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4}) + (L * l)] * h_{exc} \text{.....(VIII-6)}$$

Avec :

- VD : volume total des déblais (m3) ;
- D_{EXC} : diamètre d'excavation (m), $D_{EXC} = D_{EXT} + 2$;
- D_{EXT} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), $D_{EXT} = D_{INT} + (2 \times 0,3)$;
- D_{INT} : diamètre intérieur du réservoir (m) ;
- L : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;
- l : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;
- h_{EXC} : profondeur d'excavation (m), $h_{EXC} = 1$ m.

Tableau VIII.4 : Calcul des volumes des déblais pour le réservoir projeté et la chambre de manœuvres.

Réservoir	D_{INT} (m)	D_{EXT} (m)	D_{EXC} (m)	L (m)	l (m)	VD (m3)
R 100	5	5.6	7.6	5	4	65.36

VIII.4.2. Calcul du volume du tout-venant :

Le volume du tout-venant est calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * e_{tv} \text{.....(VIII-7)}$$

Avec :

- V_{tv} : volume du tout-venant (m3) ;
- e_{tv} : épaisseur de la couche du tout- venant (m), $e_{tv} = 0,3$ m

Tableau VIII.5 : Calcul du volume de tout-venant pour le réservoir.

Réservoir	D_{INT} (m)	D_{EXT} (m)	D_{EXC} (m)	e_{tv} (m)	V_{tv} (m3)
R 100	5	5.6	7.6	0.3	13.60937

VIII.4.3. Calcul du volume du béton de propreté :

$$V_{bp} = \frac{\pi * Dbp^2}{4} * e_{bp} \quad \text{.....(VIII-7)}$$

Avec :

- Vbp : volume du béton de propreté (m3) ;
- Dbp : diamètre de la couche du béton de propreté (m), Dbp = Dext + 1,2 ;
- e bp : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), ebp= 0,15 m.

Tableau VIII-6 : Calcul du volume du béton de propreté pour le réservoir.

Réservoir	D_{int} (m)	D_{ext} (m)	D_{bp} (m)	e_{bp} (m)	V_{bp} (m3)
R 100	5	5.6	6.8	0.15	5.44752

VIII.4.4. Calcul du volume du béton armé

- **Les éléments du réservoir :**

$$V_{BA} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \quad \text{.....(VIII-8)}$$

Avec :

- V_{BA} : volume du béton armé (m3) ;
- D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;
- D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;
- H : hauteur de l'élément du réservoir (m).

Tableau VIII.7 : Calcul du volume du béton armé pour le réservoir.

Réservoir	Élément	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	H (m)	V_{BA} (m3)
R 100	Radier	5.6		0.45	11.083
	Voile	5.7	5	4	23.530
	Ceinture supérieure	6	5	0.5	4.319
	Acrotère	6	5.64	0.3	0.987
Total					39.921

- **Volume de la coupole :**

$$Vc = 2 * \pi * R * f * e_C \text{.....(VIII-9)}$$

Avec :

- VC : volume du béton armé de la coupole ;
- f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;
- ec : épaisseur de la coupole (m), ec = 0,1 m ;
- R : rayon de la coupole (m).

Sachant que : $$R = \frac{f^2 + (\frac{D}{2})^2}{2 * f} \text{ .....(VIII-10)}$$

Tableau VIII.8 : Calcul du volume du béton armé de la coupole

Réservoir	D (m)	R (m)	Vc (m^3)
R 100	5	2.8333	2.67035

Le volume total du béton armé du réservoir est : 2.67035 + 39.921 = **42.59135 (m^3)**

- **Volume du béton armé de la chambre de manœuvre :**

$$V = L * l * h * N \text{ .....(VIII-11)}$$

- V : volume du béton armé de chaque élément (m3) ;

- L : longueur de chaque élément (m) ;
- l : largeur de chaque élément (m) ;
- h : hauteur de chaque élément (m) ;
- N : nombre des éléments

Tableau VIII.9 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	L(m)	l (m)	h (m)	N	V (m^3)
Poteaux	0.3	0.3	3	4	1.08
Voiles	5	0.2	0.5	3	1.5
Ceintures inf. long	5	0.3	0.3	3	1.35
Ceintures inf. larg.	4	0.3	0.3	3	1.08
Ceintures sup. long	5	0.3	0.3	3	1.35
Ceintures sup. larg.	4	0.3	0.45	3	1.62
Dalle supérieure	5	4	0.07	1	1.4
Chape inférieure	5	4	0.07	1	1.4
Total					10.78

VIII.4.5. Volume du remblai :

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h \quad \text{.....(VIII-12)}$$

Avec :

V_r : volume du remblai compacté (m3) ;

D_{exc} : diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;

D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m) ;

h : profondeur d'excavation (m), h = 1 m.

A.N: $$V_r = \frac{3.14 * ((7.6)^2 - (5.6)^2)}{4} * 1 = 20.734 \text{ m}^3$$

$$V_r = 20.734 \text{ m}^3$$

VIII.5. Devis estimatif :

- **Travaux du réseau de distribution et d'adduction :**

Tableau VIII.10 : Coût des travaux du réseau de distribution et d'adduction.

Designation		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais		m^3	8382.51	500	4191255
Lit de sable		m^3	991.52	800	793216
Remblai		m^3	5770.07	400	2308028
Distribution	**Conduite Ø 50**	m	1799.03	157.27	282933.8885
	Conduite Ø 63	m	817.04	241.14	197021.8937
	Conduite Ø 75	m	1681.99	374.06	629165.7779
	Conduite Ø 110	m	1207.85	626.9	757203.7353
	Conduite Ø 125	m	914.72	771.26	705486.7929
	Conduite Ø 160	m	586.43	1229.2	720836.683
	Conduite Ø 200	m	396.3	1952.26	773680.638
	Conduite Ø 315	m	187.45	4703.4	881652.33
Adduction	**Conduite Ø 200**	m	1278.147	2784.6	3559128.136
	Conduite Ø 160	m	29.623	1801.8	53374.7214
	Conduite Ø 110	m	371.433	865.8	321586.6914
Total					16174570.29

- **Travaux du réservoir projeté :**

Tableau VIII.11 : cout des travaux du réservoir projeté

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais	m^3	65.36	500	32680
Tout venant	m^3	13.60937	600	8165.622
Béton de propreté	m^3	5.44752	6000	32685.12
Béton armé	m^3	53.37135	45000	2401710.75

Remblais compactés	m3	20.734	400	8293.6
Total				2483535.092

- **Bilan :**

Tableau VIII.12 : Cout total du projet

Désignation	Montant (DA)
Réseau de distribution et d'adduction	16174570.29
Réservoir projeté.	2483535.092
Total	18658105.38

Le coût global du projet est estimé à : **18 658 105.38 DA**

En ajoutant la TVA qui est de l'ordre 19 %, le résultat est de : **22 203 145.4 DA**

VIII.6. Planification des travaux :

La planification des travaux est un moyen qui permet de chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre. Son objectif est de s'assurer que les travaux se font dans un ordre correct à temps, aussi économique que possible.

La planification des travaux se fait par les méthodes d'ordonnancement.

La réalisation des tâches et leurs durées sont mentionnées dans les tableaux suivants :

Tableau VIII.12 : Durée de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (Jour)
A	Excavation de la tranchée	30
B	Lit de sable	9
C	Pose de conduite	39
D	Remblais	7
E	Compactage	7

Tableau VIII.13 : Durée de réalisation des opérations du réservoir.

Notation	Opération	Durée (Jours)
F	Excavation	5
G	Pose du tout-venant	4
H	Coulage du béton de propreté	3
I	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la Chambre de manœuvre	28
J	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	28
K	Coulage du béton armé de la ceinture supérieur du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	37
L	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	48
M	Remblayage et compactage	3
N	Evaluation des débris et nettoyage	2

Tableau VIII.14 : Durée de réalisation des opérations de la distribution.

Notation	Opération	Durée (Jour)
O	Excavation de la tranchée	90
P	Lit de sable	29
Q	Pose de conduite	120
R	Remblais	14
S	Compactage	14

Les tableaux précédents vont être représentés par des réseaux à nœuds :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

- **Réseau à nœud de l'adduction :**

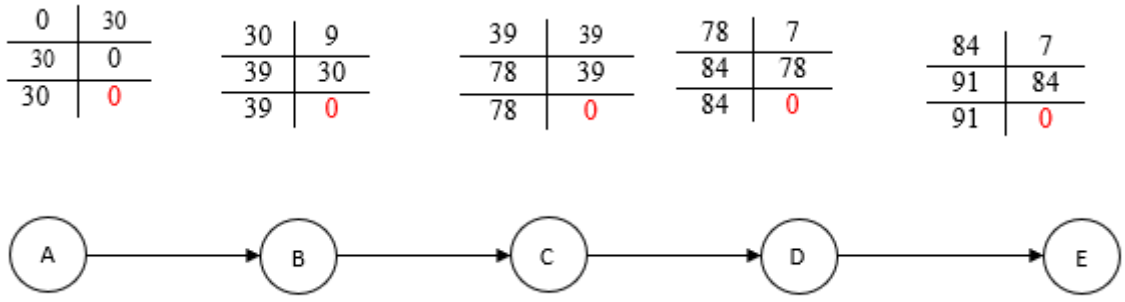


Figure VIII.1 : Réseau de planification des tâches pour adduction.

- **Réseau à nœud du réservoir :**

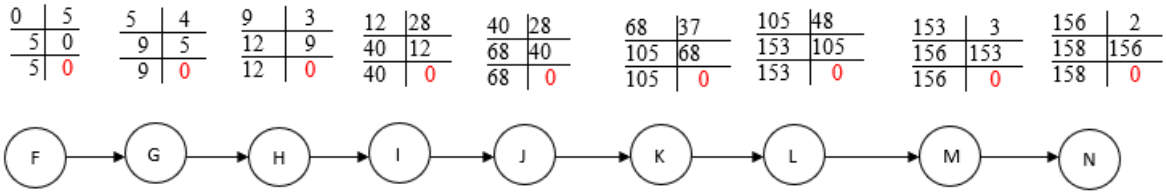


Figure VII.2 : Réseau de planification des tâches pour réservoir projeté.

- **Réseau à nœud de la distribution :**

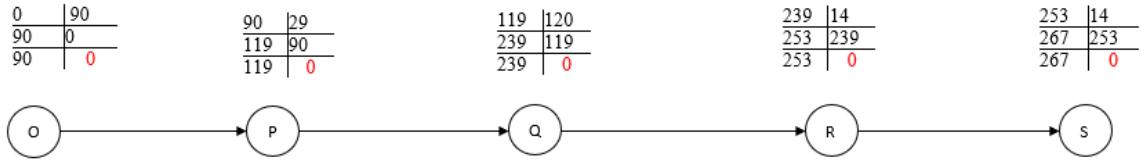


Figure VIII.3 : Réseau de planification des tâches pour distribution.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé les différents volumes des travaux du réseau de distribution et du réservoir projeté, puis nous avons déterminé le cout total des différents travaux de notre projet qui est de **22203145.4 DA,** et la durée de réalisation qui est de **267 jours**

Conclusion générale

Un projet d'approvisionnement en eau potable repose sur la collaboration, la planification minutieuse, la gestion efficace des ressources et l'engagement envers la durabilité à long terme. Les défis sont nombreux, des ressources en eau limitées à la nécessité de maintenir des infrastructures vieillissantes en bon état de fonctionnement.

Dans notre mémoire nous avons élaboré une étude d'un projet d'alimentation en eau potable de la commune de Moudjebeur (Médéa). Après la détermination des besoins en eau de l'agglomération, Nous avons établi un diagnostic physique et hydraulique du système d'AEP et nous avons déduit que le réseau de distribution et de l'adduction existante nécessite une rénovation.

Les réservoirs existants sont en bon état, mais la capacité du stockage d'eau n'est pas suffisante, en conséquence nous avons projeté un deuxième réservoir de 100 m^3 pour satisfaire la demande en eau de la population, à l'horizon futur de 2053.

Nous avons dimensionné l'adduction par la détermination des diamètres économique avec des pressions et des vitesses admissibles pour alimenter les habitants de de la commune de Moudjebeur.

Nous avons choisi des conduites en PEHD PN16 pour l'adduction et pour le réseau de distribution, nous avons opté pour le PEHD PN10.

Sachant que, le réseau de distribution projeté est de type maillé.

La simulation du réseau projeté à l'aide de logiciel EPANET a permis d'assurer des pressions et des vitesses acceptables.

En plus du dimensionnement des canalisations de notre système d'AEP, nous avons proposé les différents accessoires et pièces spéciales qui doivent être installés sur le réseau pour le bon fonctionnement du système d'AEP.

En fin, la réalisation du présent projet peut être évaluée à vingt-deux millions deux cents trois mille cent quarante-cinq Dinars Algériens avec une durée de réalisation de deux cents soixante sept jours

Références Bibliographiques

[1] – B. SALAH : Alimentation en eau potable des agglomérations, polycopié, ENSH, septembre 2014

[2] – L.A, ROSSMAN: EPANET 2 USER'S MANUA "EPA/600/R00/057

[3] - La pose des canalisations pour l'adduction et la distribution de l'eau potable. Fondation de l'eau, 1990

[4] – P. MALAVAL, « Réseau d'alimentation en eau potable **»,** IGREF, Paris 1986.

[5] - Sites Web (Internet).

[6] - SOTICI **–** Documentation technique des tubes PEHD

ANNEXES

ANNEXES n°01 Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de **10000**	**10001 à 50000**	**50001 à 100000**	**> 100000**	**Aggl.de type rural**
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

ANNEXES n°02 Abaque de VIBERT

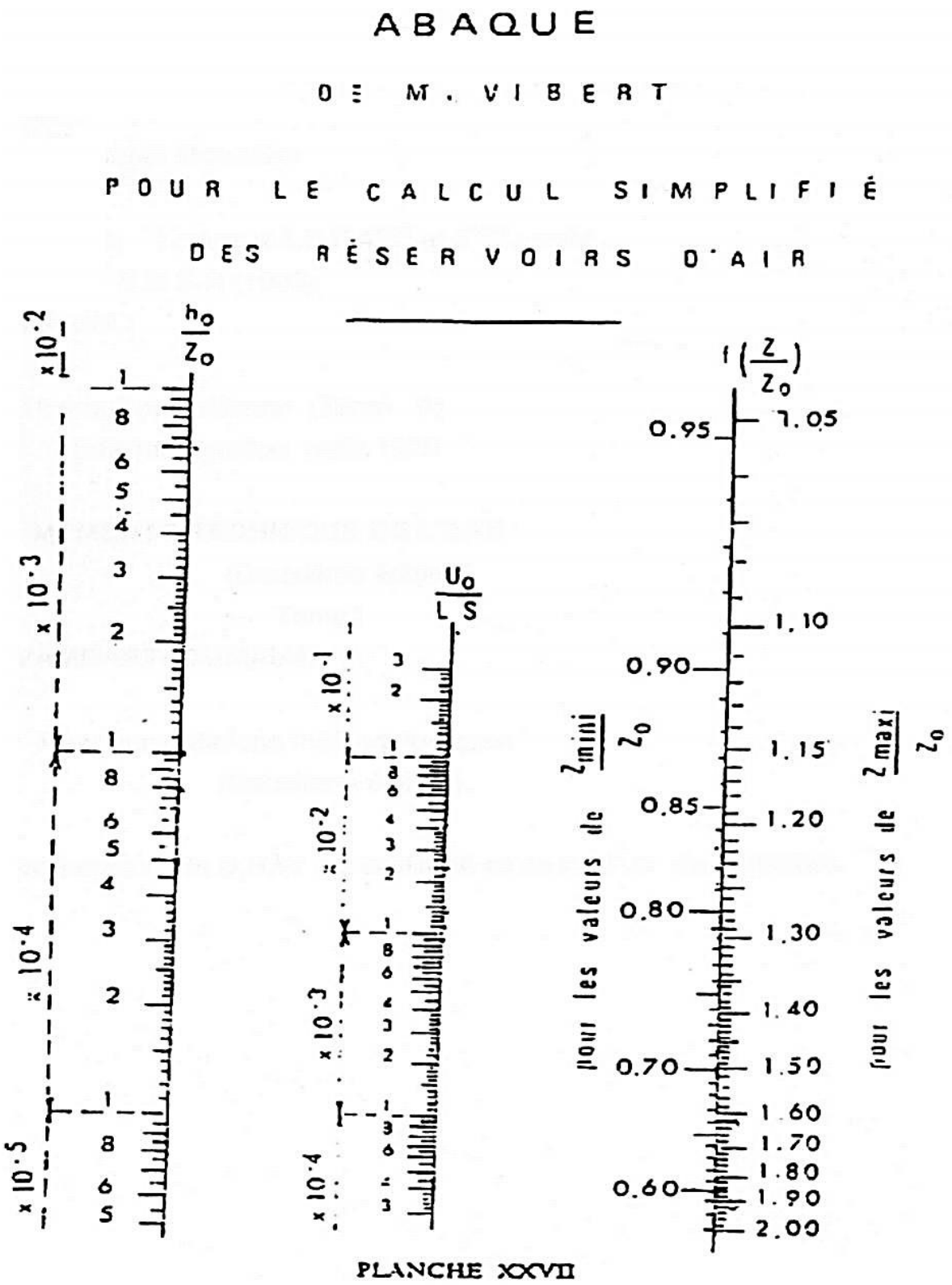


PLANCHE XXVII