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"
ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵏⴰⵡⴰⵏⵜ ⵏ ⵜⵓⵙⵙⴰⵏⵉⵏ ⵏ ⵜⵣⵔⴼⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville SI-MAHDJOUB (W. MEDEA)

Présenté par :
Mr. MEZABIAT Khelile

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mme. DJOUDAR Hallal Dahbia	M.C.A	Présidente
Mme. TOUAHIR Sabah	M.A.A	Examinatrice
Mr. DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examinateur
Mr. DAHMANE Mouloud	M.C.B	Examinateur
Mme. BELLABAS Charifi Salima	M.C.B	Promotrice

Session : octobre 2023

Remerciements

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Je remercie chaleureusement *Mme BELLABAS Charifi Salima* pour sa guidance experte, son soutien inestimable et ses précieux conseils tout au long de ce parcours académique. Je suis reconnaissant envers ENSH pour avoir offert un environnement d'apprentissage propice à ma croissance intellectuelle.

Mes remerciements s'étendent également à ma famille et mes amis pour leur soutien constant, leurs encouragements pendant cette période exigeante. Leur présence et leur motivation ont été essentielles pour m'aider à surmonter les défis.

Enfin, je remercie tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'aide à la réalisation de ce mémoire. Votre contribution a été précieuse, et je suis reconnaissant de votre collaboration.

ملخص:

العمل الذي نقوم به يهدف الى تقييم شامل لنظام إمداد المياه الصالحة للشرب في مدينة سي محجوب. ذلك يتضمن تحديد العيوب في نظام التوزيع والتوصيل، بالإضافة إلى خزانات التخزين. بعد ذلك، سنقدم حلاً لضمان تشغيل الشبكة بشكل صحيح.

بمجرد أن يتم تشخيص النظام، نقدم توصيات لتحسين إمداد المياه الصالحة للشرب في المدينة وضمان عملها الصحيح حتى عام 2053.

Résumé

Notre objet consiste en une évaluation complète du système d'approvisionnement en eau potable de la ville de Si Mahdjoub. Cela inclut l'identification des défaillances dans le système de distribution et d'adduction, ainsi que dans les réservoirs de stockage. On proposera ensuite des solutions pour assurer le bon fonctionnement du réseau.

Une fois le diagnostic du système effectué, on formule des recommandations pour améliorer l'approvisionnement en eau potable de la ville et garantir son bon fonctionnement jusqu'en 2053.

Abstract

The purpose of our work is a comprehensive assessment of the drinking water supply system of the city of Si Mahdjoub. This includes the identification of failures in the distribution and supply system, as well as in storage tanks. We will then propose solutions to ensure the proper functioning of the network.

Once the diagnosis of the system has been carried out, we make recommendations to improve the city's drinking water supply and ensure its proper functioning until 2053.

Sommaire

Introduction générale: .....P 1

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

Introduction: .....P 2

But de l'étude .....P 2

I.1. Présentation générale de la région de l'étude .....P 2

I.1.1. Situation géographique de la commune de Si Mahdjoub .....P 2

I.1.2. Analyse du milieu physique .....P 3

- Etude géologique et géotechnique .....P 3

I.1.3. Analyse environnemental de la commune de Si Mahdjoub .....P 6

- Les potentialités de la forestières .....P 6
- Les montagnes .....P 6
- Les oueds .....P 7

I.1.4. Analyse urbain de la commune de Si Mahdjoub .....P 7

- Le chef lieu .....P 7
- Contrainte et servitude .....P 7
- Habitation .....P 7
- Les équipements .....P 7

I.2. Situation hydraulique …….. .....P 9

I.3. Conclusion .....P 9

Chapitre 2 : Présentation de la zone d'étude

Introduction .....P 11

II.1. Evaluation de population et prespective de développement .....P 11

II.2. Estimation des besoins en eau potable à l'état actuel 2023.....P 12

II.2.1. Consommation moyenne .....P 13

- Besoin domestique .....P 13
- Besoin d'équipement .....P 13
- Les pertes .....P 14

II.2.2. Estimation le débit moyen journalier .....P 14

II.2.3. Consommation maximale journalière .....P 14

- Coefficient d'irrégularité maximum journalier (Kmax,j).....P 14
- Coefficient d'irrégularité minimum journalier (Kmin,j) .....P 15

- Débit maximum journalier .....P 15

II.2.4. Détermination des consommations horaires .....P 15

- Débit moyen horaire .....P 15
- Débit maximum horaire ..... P 16

II.2.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant .....P 16

II.3. Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2053 .....P 20

II.3.1. Calcul des besoins moyens journaliers .....P 20

II.3.2. Détermination des débits de consommation .....P 21

II.3.3. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant .....P 21

Conclusion .....P 24

Chapitre 3 : Réservoir de stockage

Introduction .....P 26

III.1. Fonction des réservoirs .....P 26

III.1.1. Fonction technique .....P 26

III.1.2. Fonction économiques .....P 26

III.2. Classification des réservoirs .....P 26

III.3. Emplacement des réservoirs .....P 27

III.4. Détermination du volume de réservoir .....P 27

III.4.1. Méthode analytique .....P 27

III.4.2. Méthode graphique .....P 28

III.5. Détermination de la capacité du réservoir .....P 28

III.6. Bilan de stockage .....P 31

III.7. Dimensionnement de réservoir (diamètre, hauteur et surface) .....P 31

III.8. Comparaison entre les ressources et les besoins .....P 32

III.9. Les équipements du réservoir .....P 34

III.10. Traversée les conduites dans les parois de la cuve .....P 38

III.11. Les joints d'étanchéité .....P 39

III.12. Hygiène et sécurité .....P 39

Conclusion .....P 39

Chapitre 4 : Diagnostic du réseau de distribution existant

Introduction .....P 41

- Diagnostic structural .....P 41

IV.1. État de fait actuel et diagnostic des équipements et infrastructures D'AEP .....P 41

IV.1.1. Diagnostic sur la ressource en eau .....P 41

IV.1.2. Réseau d'adduction .....P 43

IV.1.3. Diagnostic sur la station de reprise et les ouvrages de stockage .....P 44

IV.1.4. Réseau de distribution .....P 48

- Diagnostic hydraulique .....P 49

IV.2. Calcul hydraulique .....P 49

IV.2.1. Détermination les débits (nodaux et en routes).....P 49

- Cas de pointe .....P 50
- Cas de pointe + incendie .....P 56

IV.2.2. Modélisation hydraulique de réseau de distribution existant .....P 61

IV.2.3. Fichiers des résultats de simulation .....P 62

- Cas de pointe .....P 62
- Cas de pointe + incendie .....P 67

IV.2.4. Interprétation des résultats de simulation .....P 72

- Cas de pointe .....P 72
- Cas de pointe + incendie.....P 73

Conclusion .....P 74

Chapitre 5 : Dimensionnement du réseau de distribution à l'horizon

Introduction .....P 76

V.1. Choix du type de réseau .....P 76

V.2. Choix du schéma du réseau de distribution .....P 76

V.3. Principe de la trace du réseau .....P 77

V.4. Choix du matériau des conduites .....P 77

V.5. Calcul hydraulique de réseau de distribution pour l'horizon 2053 .....P 78

V.5.1. Calcul des débits .....P 78

- Détermination du débit spécifique .....P 78
- Détermination du débit en route .....P 79
- Détermination des débits nodaux .....P 79

V.5.2. Répartition arbitraire des débits .....P 86

V.5.3. Détermination des débits et des vitesses .....P 86

V.6. Résultats de la simulation pour les tronçons .....P 86

- Cas de pointe .....P 86
- Cas de pointe +incendie .....P 94

V.7. Les avantages et inconvénient de système de zoning .....P 95

Conclusion .....P 95

Chapitre 6 : Etude de l'adduction

Introduction .....P 97

VI.1. Type d'adduction .....P 97

- Adduction gravitaire .....P 97
- Adduction par refoulement .....P 97
- Adduction mixte .....P 97

VI.2. Choix du trace des adductions .....P 97

VI.3. Choix du matériau.....P 98

- Schéma hydraulique .....P 98

VI.4. Calcul hydraulique .....P 99

- Cas de refoulement.....P 99

VI.4.1. Diamètre économique .....P 99

VI.4.2. Les pertes de charge .....P 99

- Pertes de charge linéaires .....P 99
- Pertes de charge singulières .....P 100

VI.4.3. Hauteur manométrique total (HMT) .....P 101

VI.4.4. Puissance absorbée par la pompe .....P 101

VI.4.5. Energie consommée par la pompe .....P 101

VI.4.6. Frais d'exploitation .....P 101

VI.4.7. Frais d'amortissement .....P 102

VI.4.8. Calcul du diamètre économique .....P 102

VI.4.9. Vérification de l'adduction .....P 104

Conclusion .....P 104

Chapitre 7 : Accessoires du réseau

Introduction ..... P 106
VII.1. Les robinets ..... P 106
VII.2. Régulateur de pression amont ..... P 108
VII.3. Les ventouses ..... P 108
VII.4. Les organes de mesure ..... P 109
VII.4.1 Mesure de débit ..... P 109
VII.4.2. Mesure de pression ..... P 110
VII.5. Pièces spéciales de raccordement ..... P 110
VII.6. Les poteaux d'incendie ..... P 111
Conclusion ..... P 111

Chapitre 8 : organisation de chantier

Introduction ..... P 113
VIII.1. Implantation du trace des tranchées sur le terraine ..... P 113
VIII.2. Excavation des tranchées ..... P 113
VIII.2.1. Enlèvement de la couche végétale ..... P 113
VIII.2.2. Excavation ..... P 113
- La profondeur (Htr) ..... P 114
- Largeur de la tranchée ..... P 114

VIII.2.3. Choix de l'excavateur et le procède ..... P 115
VIII.2.4. Calcul des volumes ..... P 116
- Calcul le volume à excaver ..... P 116
- Calcul le volume des lits de pose ..... P 116

VIII.2.5. Aménagement du lit de pose des conduites ..... P 117
VIII.2.6. Pose des conduites ..... P 117
VIII.2.7. L'enrobage ..... P 118
VIII.3. Épreuve de joint et de la canalisation ..... P 118
VIII.4. Remblaiement de la tranchée ..... P 118
VIII.5. Calcul le montant d'adduction et du réseau distribution ..... P 119
VIII.6. Calcul du volume des travaux de réservoir $100m^3$ ..... P 120
VIII.7. Calcul du montant de réservoir de stockage ..... P 122
VIII.8. Planification des travaux ..... P 123
Conclusion ..... P 126

Conclusion générale.....P 127
Bibliographie.....P 128
Annexes .....P 129

Liste des tableaux

Tableau I.1 : La température mensuelle de la ville si mahdjoub. ..... P 5

Tableau I.2: La précipitation moyenne mensuelle de la ville si mahdjoub. ..... P 6

Tableau I.3: la vitesse moyenne mensuelle de la ville si mahdjoub. ..... P 6

Tableau I.4 : nombre des habitants ..... P 7

Tableau I.5 : Liste des ressources en eau de la zone Si-Mahdjoub. ..... P 9

Tableau II.1: Estimation de l'évolution de la population. ..... P 11

Tableau II.2: Besoins domestiques. ..... P 13

Tableau II.3: La dotation des équipements ..... P 13

Tableau II.4: besoins d'équipements ..... P 14

Tableau II.5: calcul le débit moyen journalier ..... P 14

Tableau II.6: β max en fonction du nombre d'habitants. ..... P 16

Tableau II.7: Résultats de calculs des différents débits à l'état actuel (2023). ..... P 16

Tableau II.8 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants en (%) ..... P 17

Tableau II.9 : Détermination du débit maximum horaire ..... P 18

Tableau II.10 : Calcul du débit moyen des équipements projetés (2053) et les équipements proposés par le nouveau Pôle. ..... P 20

Tableau II.11: Récapitulation des besoins en eau potables pour l'horizon d'étude (2053) ..... P 21

Tableau II.12: Résultats de calculs des différents débits pour l'horizon (2053). ..... P 21

Tableau II.13: Variation des débits horaires pour l'horizon (2053). ..... P 22

Tableau III.1 : Détermination de la capacité du stockage à l'état actuel ..... P 29

Tableau III.2: résultat du calcul du volume total du stockage à l'état actuel. ..... P 29

Tableau III.3 : Détermination de la capacité du stockage à l'horizon 2053 ..... P 30

Tableau III.4 : résultat du calcul du volume total du stockage à l'horizon 2053. ..... P 30

Tableau III.5 : Bilan du stockage ..... P 31

Tableau III.6: Tableau donnant les dimensions de réservoir projeté ..... P 32

Tableau III.7 : Bilan Ressources – Besoins. ..... P 33

Tableau III.8 : temps de pompage nécessaire. ..... P 33

Tableau IV.1: Calcul des débits nodaux (cas de pointe). ..... P 51

Tableau IV.2: Calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie). ..... P 56

Tableau IV.3: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe). ..... P 62

Tableau IV.4: Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe). ..... P 65

Tableau IV.5: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (Cas de pointe+incendie). ..... P 67

Liste des tableaux

Tableau IV.6: Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe+incendie) .....P 70

Tableau V.1 : Détermination de débit spécifique .....P 79

Tableau V.2 : Calculs des débits routes et nodaux. .....P 80

Tableau V.3: Résultats de la simulation sur les conduites .....P 86

Tableau V.4 : Résultats de la simulation sur les nœuds .....P 91

Tableau V.5 : les avantages et les inconvénients de système de zoning .....P 95

Tableau VI.1: Calcul de la hauteur manométrique total(HMT) .....P 102

Tableau VI.2 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites. .....P 103

Tableau VI.3 : Calcul des Frais d'amortissement des conduites .....P 103

Tableau VI.4: Bilan des frais des conduites. .....P 103

Tableau VIII.1: Calcul du volume à excaver .....P 116

Tableau VIII.2: Calcul volume des lits de sable .....P 117

Tableau VIII.3: cout de la canalisation**.** .....P 119

Tableau VIII.4 : cout de réservoir de stockage .....P 123

Tableau VIII.5: la tâche de réalisation canalisation .....P 124

Tableau VIII.6: la tâche de réalisation de réservoir de stockages $100m^3$ .....P 125

Liste des figures

Figure I.1: Plan de situation de daïra dans la wilaya de Médéa. .....P 3

Figure I.2 : extrait de carte géologique de la région de Médéa .....P 4

Figure I.3 : Carte de zonage sismique du territoire National. .....P 5

Figure II.1 : Estimation de la population pour différents horizons. .....P 12

Figure II.2 : Histogramme de consommation journalière .....P 19

Figure II.3 : Graphique de consommation actuel (2023) .....P 19

Figure II.4 : Histogramme de consommation journalière pour l'horizon 2053 .....P 23

Figure II.5 : Graphique de consommation cumulée pour l'horizon (2053) .....P 23

Figure III.1 : Arrivée par sur verse (Chute libre) .....P 34

Figure III.2 : Arrivée par sur verse (Noyée) .....P 34

Figure III.3 : : Arrivée par dessous (Par le fond) .....P 34

Figure III.4 : : Arrivée par-dessous (Par le bas) .....P 34

Figure III.5: Conduite de distribution. .....P 35

Figure III.6: Conduite de vidange et de trop plein. .....P 36

Figure III.7: Conduite by-pass. .....P 37

Figure III.8: Système de matérialisation de la réserve d'incendie. .....P 37

Figure III.9: Traversée des conduites (manchon à bout lisse) .....P 38

Figure III.10: Traversée des conduites (Gaine en fonte). .....P 39

Figure IV.1 : chambre de manœuvre du réservoir 200 m^3 .....P 42

Figure IV.2: Captage de la source d'Ain El Araise .....P 42

Figure IV.3: Captage de la source de Si-Mahdjoub .....P 43

Figure IV.4: Stations de reprise SPN°01 .....P 44

Figure IV.5: bâche d'eau de capacité 100 M^3 de la SPN°01 .....P 44

Figure IV.6: chambre de manœuvre de la station de reprise SPN°01 .....P 45

Figure IV.7: Stations de reprise SPN°02 .....P 45

Figure IV.8: bâche d'eau de capacité 100 M^3 de la SPN°01 .....P 45

Figure IV.9: chambre de manœuvre de la station de reprise SPN°01 .....P 46

Figure IV.10: Réservoir (200+100) m3 de Si-Mahdjoub .....P 46

Figure IV.11: Dégradation de la vanne à la sortie du réservoir 200 m^3 .....P 47

Figure IV.12: Réservoir rectangulaire (66+24 M3) de Si-Mahdjoub .....P 47

Figure IV.13: les équipements du réservoir (66+24 M3) .....P 48

Figure IV.14 : résultat de simulation (cas de pointe). .....P 73

Liste des figures

Figure IV.15 : résultat de simulation (cas de pointe+incendie).....P 74

Figure V.1 : résultat de simulation (cas de pointe). .....P 94

Figure VII.1: Robinet vanne .....P 106

Figure VII.2 : Les vannes papillons .....P 108

Figure VII.3 : Régulateur de pression amont.....P 108

Figure VII.4 : Ventouse à deux flotteurs. .....P 108

Figure VII.5 : Ventouse à un seul flotteur. .....P 109

Figure VII.6: Débitmètres déprimogènes .....P 109

Figure VII.7: Manomètre à soufflet .....P 110

Figure VII.8: Bouche d'incendie.....P 110

Figure VIII.1: Schéma d'une tranchée .....P 114

Figure VIII.2: Pelle mécanique.....P 115

Figure VIII.3: Pelle équipée en rétro.....P 115

Figure VIII.4 : Pose des conduites en PEHD dans les tranchées .....P 118

Figures VIII.5: réseau a nœud de canalisation.....P 125

Figures VIII.6: réseau a nœud de réservoir 100m^3.....P 126

Liste des planches

1/4 : Plan de masse avec réseau existant.

2/4 : Plan de masse avec réseau projeté.

3/4 : Profil en long de l'adduction réservoir $100m^3$- $100m^3$

4/4 : Plan des équipements du réservoir projeté $100m^3$

Introduction Générale

Les réseaux d'eau potable jouent un rôle vital dans les sociétés modernes en répondant aux besoins en eau potable des usagers. Les canalisations, souvent enterrées et fabriquées en fonte grise ou ductile, en PEHD, en PVC, etc., transportent l'eau potable tout au long du réseau. Cependant, avec le temps, les performances hydrauliques diminuent, la qualité de l'eau se dégrade, les pertes d'eau et les casses augmentent. Cette détérioration des canalisations et leur environnement contribuent au vieillissement des réseaux urbains d'eau potable, qui préoccupe depuis plusieurs années les gestionnaires publics et privés.

Le renouvellement des réseaux d'eau potable de la ville Si-Mahdjoub doit être effectué par des ingénieurs spécialisés dans le domaine. Ils peuvent rénover les conduites existantes, remplacer certaines par des nouvelles, installer de nouvelles conduites pour satisfaire la demande des nouveaux consommateurs ou encore renouveler tout le réseau. Cependant, la tâche peut sembler complexe, étant donné l'état désastreux du réseau et de sa gestion passée, comme le prouvent les premières constatations effectuées par l'Algérienne des eaux.

Notre travail consiste à améliorer la compréhension du fonctionnement du réseau d'eau potable de la ville de Si-Mahdjoub et à proposer des solutions pour sa gestion et son renouvellement. Dans un premier temps, nous analyserons le système actuel d'alimentation en eau potable et sa problématique. Ensuite, nous évaluerons l'état du réseau et les problèmes hydrauliques rencontrés, en vérifiant les défaillances des ouvrages de stockage et la capacité du réseau existant à véhiculer les débits nécessaires à l'horizon 2053. En troisième partie, nous préconiserons des solutions pour réduire les anomalies et, enfin, nous proposerons des solutions pour une gestion et une exploitation efficaces du système

INTRODUCTION

Avant d'entrer dans les différents aspects de l'étude, il est important de souligner les caractéristiques uniques de la ville de Si-Mahdjoub. Ces caractéristiques nous guideront dans la réalisation d'un diagnostic approfondi du réseau de distribution et l'élaboration du schéma d'approvisionnement proposé, qui comprend des facteurs tels que la topographie, la géographie, la géologie, l'hydrologie, la climatologie et l'hydraulique de la région.

But de l'étude

Les objectifs visés par cette étude, consistent en une expertise des différents ouvrages et équipements d'alimentation en eau potable, permettant de desservir les habitants de l'aire d'étude.

C'est aussi, faire sortir toutes les défaillances de fonctionnement de ce système, notamment, le sous dimensionnent et surdimensionnement des conduites, l'insuffisance de pressions, le nombre de fuites répétées, induisant des pertes considérable d'eau potable (ressources vitale et rare) et les risques de CROSS-CONNECTION ; facteurs essentiels des épidémies engendrées par les maladies à transmission hydriques, auxquelles les réseaux sont soumis.

Les principaux axes à suivre, pour l'exécution de cette étude, se résument aux tâches suivantes:

- Une analyse du système existant (réseau /adduction/ouvrages).
- Faire un bilan de l'adéquation des besoins en eau de l'agglomération.
- Vérification du fonctionnement de réseau existant.
- Proposition des modifications et améliorations qui s'avèrent nécessaires pour la satisfaction en eau de la localité concernée.

I.1 PRESENTATION GENERALE DE LA REGION DE L'ETUDE

I.1.1 Situation géographique de la commune de Si Mahdjoub

La commune de Si-Mahdjoub (chef-lieu de Daïra), est située dans la partie Sud du chef-lieu de la wilaya de Médéa, à une distance de 24 Km de cette dernière (par la RN1), elle est reliée par le W 138 qui la traversent du Nord et vers le Sud-ouest pour rejoindre la RN 623.

La commune couvre actuellement une superficie de 51 Km2.
Administrativement, la commune de Si- Mahdjoub est limitée par :

• Au Nord par la commune de Tizi Mahdi (daïra de Ouzera) ;

• Au Sud par la commune d'O.Bouachra (daïra de Si Mahdjoub) ;

• A l'Est par la commune de Benchicao (daïra de Ouzera) ;

• A l'Ouest par la commune Bouaichoune(daïra de Si Mahdjoub) .

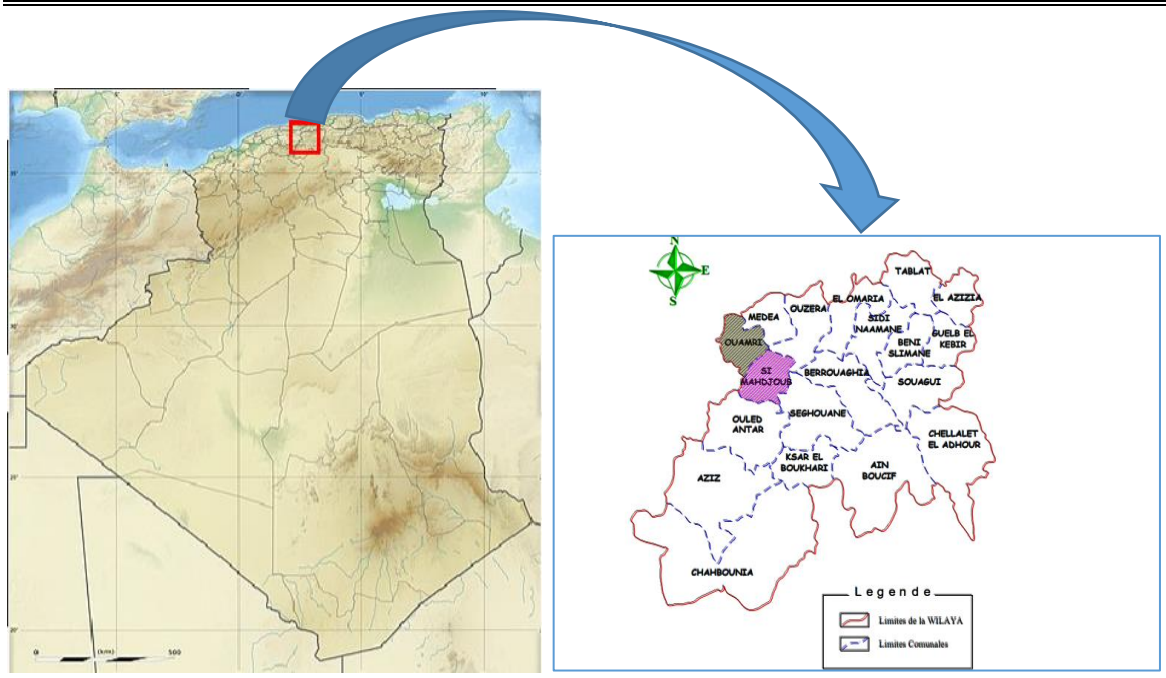


Figure I.1: Plan de situation de daïra dans la wilaya de Médéa.

I.1.2. Analyse du milieu physique

➢ Etude géologique et géotechnique

❖ **Relief**

La commune repose sur un massif montagneux faisant partie de l'atlas tellien. L'ensemble du territoire présente une morphologie mouvementé retrouve à l'est la domination de « Djebel Rasfah » avec 1062 m d'altitude tandis qu'au sud on descend jusqu'à 552 m au niveau de « Oued Sahari », le nord à son tour est composé de Draa Redjem Gadet, Ermel et Draa El Fahel.

❖ **Les pentes**

L'analyse des pentes nous révèle clairement que l'aspect montagneux de la zone est apparent car on rencontre généralement les pentes supérieures à 30% dans la plus part des terrains communaux à l'opposer des sites des moins de 30% qui se localisent aux environs immédiats du site urbain et la partie « sud –sud-est » de l'agglomération chef-lieu.

❖ **La géologie**

Le sous sol communal est formé principalement de quatre (04) couches renfermant chacune soit des marnes, soit des grés, en somme on distingue que :

• 60% des terres sont composées de grés grossiers et conglomérats s'étendant du Nord à l'Ouest

• 20% d'épaisses séries de marnes gris dans la partie Sud et Nord- Ouest de la commune

• 5% de marne gris bleutées au Nord –Est

• 5% de marnes, grés et conglomérats.

(Source : DRE de la commune de Si-Mahdjoub)

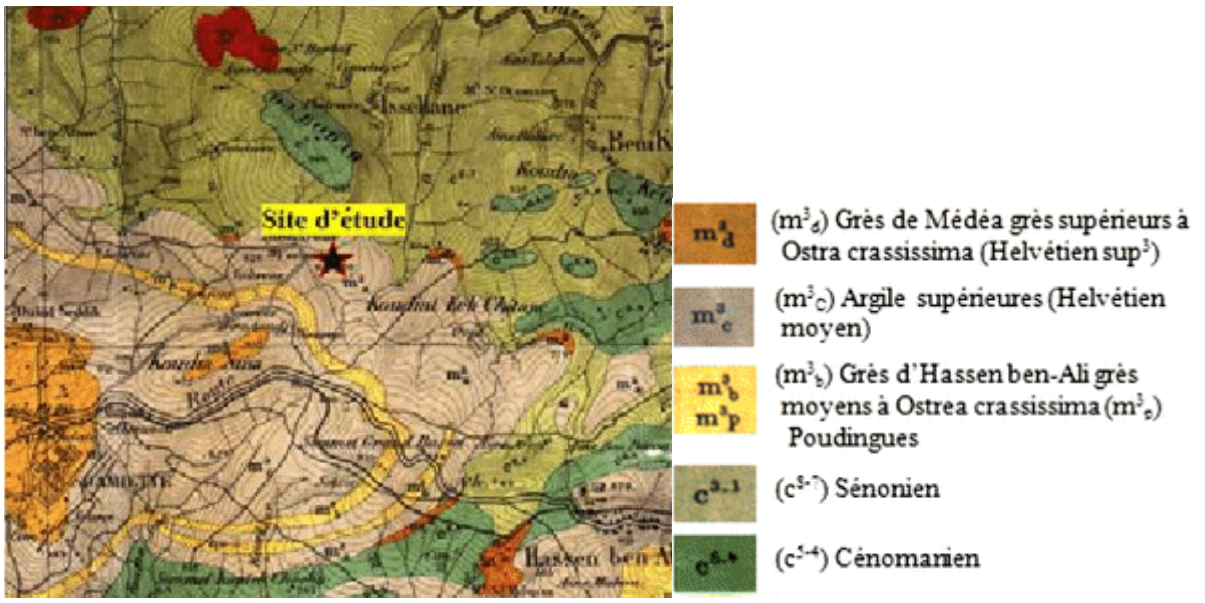


Figure I.2 : extrait de carte géologique de la région de Médéa.

(Source: www.researchgate.net 2023)

❖ La sismicité

L'Atlas tellien constitue en Algérie l'un des éléments géologiques les plus proches du plissement Alpin. Faisant partie des environs immédiats de cet Atlas, Si-Mahdjoub est implanté dans l'une des régions où la sismicité est assez importante pour être considérée sérieusement.

Il est donc indispensable, pour les constructions à Si-Mahdjoub d'appliquer la réglementation en vigueur (E.PA) pour résister aux effets dus aux séismes.

(Source : DRE de la commune de Si-Mahdjoub)

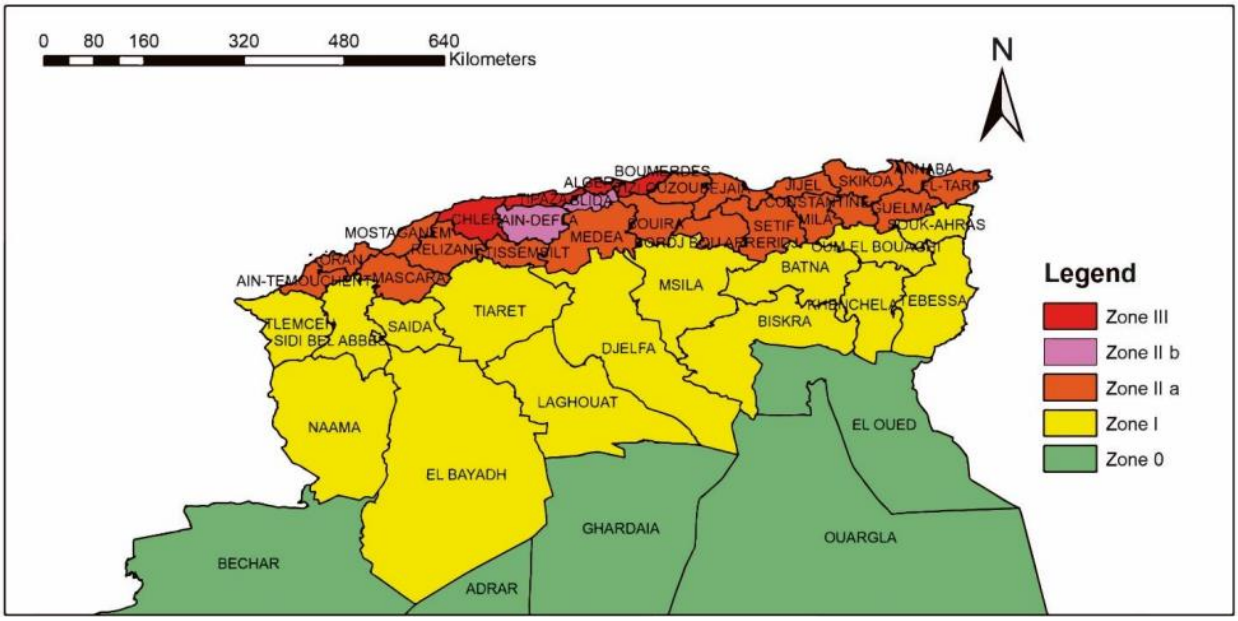


Figure I.3 : Carte de zonage sismique du territoire National.

(Source : www.structureparasismic.com)

La Wilaya se trouve dans la zone 2 a, c'est-à-dire une zone à moyenne sismicité.

❖ La climatologie

• Le climat de la région est de type continental, avec de fortes amplitudes thermiques diurnes.

• Pour les températures, leur maximum dépassé les « 32°c », culminant pendant le mois de « juillet », par contre elles peuvent descendre jusqu'à « 1°c » pendant les mois de « janvier » et « février ».

Tableau I.1 : La température mensuelle de la ville si mahdjoub.

Moyenne	janv.	févr.	mars	avr.	mai	juin	juil.	août	sept.	oct.	nov.	déc.
Haute	11 °C	12 °C	15 °C	18 °C	22 °C	28 °C	32 °C	32 °C	27 °C	22 °C	16 °C	12 °C
Temp.	6 °C	7 °C	9 °C	12 °C	16 °C	21 °C	25 °C	25 °C	21 °C	16 °C	10 °C	7 °C
Basse	1 °C	2 °C	3 °C	6 °C	10 °C	14 °C	17 °C	17 °C	14 °C	10 °C	6 °C	2 °C

• La zone se caractérise aussi par irrégularité des précipitations mensuelles avec volume très fluctuant d'un mois à un autre et d'une année à une autre, mais d'une manière générale elles sont plus importantes fréquentes de « Novembre » a « Mars » en moyenne de « 43 à 52 mm » (Selzer).

Tableau I.2: La précipitation moyenne mensuelle de la ville si mahdjoub en mm.

	janv.	févr.	mars	avr.	mai	juin	juil.	août	sept.	oct.	nov.	déc.
Pluie	48,8mm	49,7mm	43,0mm	42,0mm	34,8mm	11,2mm	2,8mm	7,3mm	21,9mm	33,5mm	48,5mm	52,3mm

• De sa part l'enneigement touche l'ensemble du territoire notamment sur les altitudes qui dépassent « 1000m » tel que « DJEBEL- RASFAH » ou la neige persiste plus longuement et avec une fréquence du gel en hiver qui a des efforts néfastes sur l'agriculture.

• Pour les vents leur régime est irrégulier, au courant de la journée, le matin on rencontre une légère prédominance du côté « Ouest », a midi le vent souffle surtout vers le « Nord-Ouest » et « Sud- Ouest » tan disque l'après midi il vire carrément vers le « Nord » en générale les vents s'orienté, de l'Ouest vers le Nord.

Tableau I.3: la vitesse moyenne mensuelle de la ville si mahdjoub.

	janv.	févr.	mars	avr.	mai	juin	juil.	août	sept.	oct.	nov.	déc.
Vitesse du vent (kph)	12.7	12.7	12.1	11.9	10.7	10.3	10.4	10.3	10.5	11.1	12.4	12.8

(Source : ANRH de la wilaya de MEDEA)

I.1.3. Analyse environnemental de la commune de « Si-Mahjoub »

La commune de « Si-Mahjoub » situé dans un milieu dans les hauts de « Ouarsenis », cette situation dispose une potentialité paysagère importante, comportes les composantes suivantes :

a) Les potentialités forestières

- La commune de « Si-Mahjoub » estimé une forêt de surface 800 ha, repartie fragmentaire le territoire communal, on peut désigner comme suit :

- Foret de Bouchitane : dans la partie « Nord-Ouest », et une partie du foret de Bouchitane d'une surface de 239.86 ha, cette foret présente un me lieu bioclimatique importante.

- Foret Kerkache ; dans la partie Est les petits forets (SAF SAF, Ain Halfaoud, Draa Fernnane), occupée tout le long de la commune.

- Forêt d'Oued Shari : Une partie de Moghorno situe sans la partie sud, cette forêt présente un resserve très importante à échelle nationale.

b) Les Montagnes

La commune de « Si-Mahjoub » situé dans une altitude entre « 600 et 1061 m ».

c) LES Oueds

- Le processus hydrodynamique a donné naissance d'une multitude de réseaux, hydrographique qui descendent sous forme Darbires censés pour rejoindre vers l'aval d'Oueds plus grande importance Oued El Ahrach.

- Oued El shari : limite la commune tout le long de la partie sud.

- Oued (Zouia, Safsaf, Yakour, Lardjem, Salah), Traversé la partie Est de la commune.

- Oued (Mamoura et El Had : la partie situé dans ouest de la commune, C'est dans le lit de ces oueds que la vitesse des eaux diminué et dépose les Matériaux alluvionnaires, plusieurs sources falonnent notre périmètre communal.

(Source : DRE de la wilaya de MEDEA)

I.1.4. Analyse urbain de la commune de Si El Mahdljoub

- **Le Chef-Lieu**

Le chef lieu de la commune de Si-Mahdjoub occupée une surface de 51 HA, dans une forme linière. A une altitude de 500m traversé tout le long pour la CW 138, qui reliée la RN 62 avec CW 238, et limité au tous tour par les terrains agricoles à caractère (Domaine).

- **Contrainte et servitude**

Le chef lieu connu la position de deux (02) contraintes.

- Position de « Oued » qui traverse le chef lieu dans la partie « Nord », dans une longueur de 387 m, occupé une surface de 7.00HA m^2.
- La ligne de « MT », traverse le chef lieu dans la partie « Nord » du chef lieu dans une longueur 260 m, et surface de (0.62 HA).

- **Habitation**

Tableau I.4 : nombre des habitants

Dispersion	Nombre d'habitants	Nombre de logements
ACL	3281	473

(Source : subdivision de la commune de Si-Mahdjoub)

- **Les équipements**

Pour Si-Mahdjoub on remarque que la quasi-totalité des équipements se trouve au chef-lieu alors que la zone éparse est démunie de tout équipements mis à part les Ecoles, salle de soins et bureaux « P.T.T ».

a) Les équipements Sanitaires

Les établissements sanitaires de la zone d'étude sont les suivantes :

▪ Centre de santé avec P.M.I.

▪ Cabinet médical privé.

▪ Agence pharmaceutique.

▪ Salle de soins à Sidi Bakhti, Guemana.

b) Les équipements Administratif

▪ Un siège d'A.P.C (01).

▪ Une Daïra.

▪ Agence postale.

▪ Un poste de gendarmerie.

▪ Un bureau des forets.

c) Les équipements Socio – Cultuels

▪ Salle polyvalente.

▪ Un local est aménagé provisoirement en mosquée, au chef-lieu.

d) Les équipements socio-éducatifs

• Un CEM

• 2 Ecole primaire

• Un LYCEE

e) Les équipements Sportifs et de détente

L'Infrastructure sportive existante de la zone en étude est le suivant :

▪ Terrain de football (stade) au chef lieu.

f) Equipements proposés par le nouveau Pôle (la zone d'extension)

▪ Centre commerciale.

▪ 01 Polyclinique.

▪ un Hôpital.

▪ Tribunal.

▪ 01 école primaire.

▪ 02 Salles de Soins.

I.2. SITUATION HYDRAULIQUE

❖ Ressources en eau

Le système de distribution d'eau potable de la ville Si Mahdjoub est approvisionné en eau à partir des emplacements suivants :

- Source d'Ain Touta : alimente le réservoir 200 M3 du Si-Mahdjoub.
- Source d'Ain El Araise : alimente les réservoirs (66+24) M3 du Si-Mahdjoub.
- Source de Si-Mahdjoub : alimente les réservoirs (66+24) M3 du Si-Mahdjoub.
- Le point de piquage (barrage ghrib) : alimente le réservoir 200m3 du Si-Mahdjoub

Tableau I.5 : Liste des ressources en eau de la zone Si-Mahdjoub.

Nom du source	Cote (m)	Debit (l/s)	Observation
Ain Touta	892	0.42	En service
Ain El Araise	958	1.5	En service
Si-Mahdjoub	877	1.03	En service
Barrage Ghrib	/	40	En service

I.3. Conclusion

Les caractéristiques de la zone d'étude présentée dans ce chapitre révèlent que la commune de Si Mahdjoub possède un réseau d'approvisionnement en eau potable. Ce réseau est alimenté à la fois par des sources souterraines, avec un débit total de 254.6 m3/j, ainsi que par des sources superficielles provenant du barrage de Ghrib. Les données recueillies au sujet de l'agglomération du Si Mahjoub serviront de fondement à la réalisation d'une étude diagnostique de son réseau de distribution d'eau.

CHAPITRE II :
ESTIMATIONDES BESOINS EN EAU POTABLE

INTRODUCTION

En Algérie, la croissance démographique combinée au développement des secteurs industriels et agricoles a provoqué une demande croissante en eau, dépassant largement les quantités disponibles. Ce déficit entre l'offre et la demande en eau risque d'entraver le développement à long terme et d'avoir des conséquences négatives sur le plan socio-économique.

Cela pose des difficultés pour estimer précisément les besoins en eau domestique, en particulier dans les projets d'alimentation en eau potable. Les normes internationales préconisent une dotation moyenne de 150 litres par habitant par jour pour les zones urbaines.

II.1. EVOLUTION DE POPULATION ET PERSPECTIVE DE DEVELOPPEMENT

Pour la détermination du nombre d'habitants à différents horizons, il a été procédé à l'application de la relation des accroissements géométriques, qui s'écrit comme suit :

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

Avec :

P_n : Population future prise à l'horizon quelconque (hab.) ;

P_0 : Population de l'année de référence (hab.) ;

τ: Taux d 'accroissement annuel de la population. D'après les informations recueillies au niveau d'APC de Si mahdjoub [τ = 2%] ;

n : Nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

NB : le taux d'accroissement est calculé en fonction de RGPH (Recensement Général de la Population et de l'Habitat) 1998 et RGPH 2008 Avec :

- P 1998 =2711 hab.
- P 2008 =3281 hab

Le nombre d'habitants de la ville de si mahdjoub pour différents horizons est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.1: Estimation de l'évolution de la population.

Horizon	2008	2023	2040	2053
Population (hab)	3281	4416	6184	7538

(Source APC de si mahdjoub)

La figure suivante représente l'estimation de la population pour défirent horizons :

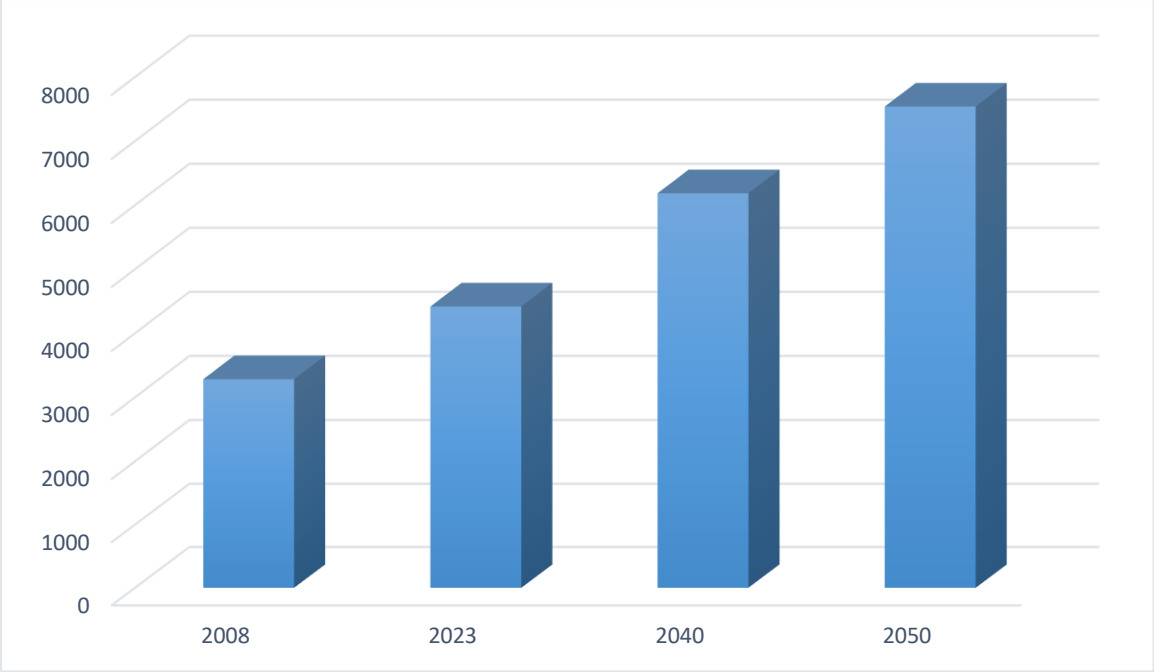


Figure II.1 : Estimation de la population pour différents horizons.

II.2. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE A L'ETAT ACTUEL (2023)

Il est difficile de déterminer avec certitude la quantité d'eau requise, car cela dépend de plusieurs facteurs variables qui évoluent dans le temps et varient d'une agglomération à une autre. Les besoins en eau dépendent également du climat, des habitudes de la population, du type d'agglomération, du niveau d'équipement et de la catégorie des consommateurs.

Compte tenu du développement urbain, du niveau de vie élevé et du confort offert par la ville de Si mahdjoub, il est recommandé de prendre en considération les diverses catégories de besoins, telles que :

- ✓ **Besoins domestiques :** En se basant sur les tendances et les recommandations internationales, la dotation moyenne par habitant et par jour se situe comme suit :
  - ♦ Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
  - ♦ Ville de 20000 à 100000 hab. : 200à300 l/j/hab.
  - ♦ Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

La zone d'étude est de type urbain et par conséquent, la norme de dotation unitaire journalière est de 150 l/j/hab a l'état actuel et a l'horizon est 180 l/j/hab.

- ✓ **Besoins des équipements publics :** Ils englobent les différents services suivants (Scolaires, Administratifs, Sanitaires, Culturels, et Services publics……) et le choix de la dotation est varié selon la catégorie

II.2.1 Consommation moyenne journalière

a. Besoins domestiques

La consommation moyenne journalière est exprimée en mètre cube par jour et donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{Qmoyj= \frac{(Ni \times Di)}{1000}} \text{ en } \mathbf{[\ m^3/j\ ]} \qquad \mathbf{(\ II.2)}$$

Avec:

Qmoyj : Consommation moyenne journalière en m3 /j ;

Di : Dotation moyenne journalière en l/j/hab;

Ni: Nombre de consommateurs.

Tableau II.2: Besoins domestiques.

Horizons	Nombre d'habitant	Dotation	Besoins domestiques
	hab	L/j/hab	m^3/j
2023	4416	150	662.4
2040	6184	180	1113.12
2053	7538	180	1356.84

b. Besoins d'équipements

La consommation des équipements sera basée selon les normes mentionnées ci-dessous

Tableau II.3: La dotation des équipements

Type d'équipement	Dotation
Scolaires	15 l/j/e
Sanitaires	20 l/j/ Patient
Mosquée	20l/j/fidèle
Centre culture	15 l/j/adherent
Culturel	05 l/j/m2
Stade	10000l/j/vestiaire
Administratif	15l/j/ employé
Protection Civil	25000 l/j/unite
Gendarmerie	25l/j/ agent

(Source APC de si mahdjoub)

Tableau II.4: besoins d'équipements

	Scolaires (élèves)	Sanitaires (Patient)	Mosque (Fèdel)	Centre culturel Adhèrent	Culturel (m2)	Stade Vestiaire	Administratif (employé)	Prot civil (Unité)	Gendarmerie (Agent)	**Total**
Dotation (l/j/unité)	15	20	20	15	5	10000	15	25000	25	
Nombre (unité)	759	20	1000	30	860	1	150	1	50	
Débit (m3/j)	11.385	0.4	20	0.45	4.3	10	2.25	25	1.25	75.035

c. Les pertes

Compte tenu des quantités nombrer d'eau prévues pour les fuites de réseau de distribution, il est à noter :

- Réseau de distribution bien entretenue, les pertes aboutissent au 25 % de la consommation moyenne journalière.
- Réseau de distribution moyennement entretenue, les pertes sont comprises entre 25 % à 35 de la consommation moyenne journalière.
- Réseau de distribution mal entretenue, les pertes aboutissent ou dépassent les 50 % de la consommation moyenne journalière.

Dans notre cas, les pertes sont de l'ordre de 30 %.

(Source D.R.E de si mahdjoub)

II.2.2. Estimation le débit moyen journalier

Réseau de distribution du chef lieu de la commune de Si-Mahdjoub:

Tableau II.5: calcul le débit moyen journalier

Horizons	**Nombre d'habitants**	**Dotation**	**Besoins domestique**	**Besoins d'équipement**	**Qmoy,j**
	Hab	**L/j/hab**	**m^3/j**	**m^3/j**	**m^3/j**
2023	4416	150	662.4	75.035	737.435

II.2.3. Consommation maximale journalière

II.2.3.1 Coefficient d'irrégularité maximum journalier (Kmax, j)

En raison de la présence d'une variation irrégulière de la consommation horaire tout au long de la journée, il est nécessaire de prendre en considération cette fluctuation lors de la détermination du rapport suivant :

$$K_{max\ j} = \frac{Qmaxj}{Qmoyj} \qquad \textbf{(II.3)}$$

Ce facteur nous informe sur le nombre de fois où le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier. Sa valeur varie entre 1,1 et 1,3.

Donc on prend : **Kmax,j=1,2**.

II.2.3.2. Coefficient d'irrégularité minimum journalier (Kmin, j)

Il est défini comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min} = \frac{Qminj}{Qmoyj} \qquad \textbf{(II.4)}$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation avec Kmin, j varie entre 0,7 et 0,9.

II.2.3.3. Débit maximum journalier

Le débit maximum journalier, qui correspond à la journée de consommation la plus élevée de l'année, joue un rôle essentiel dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. Il sert de référence pour dimensionner l'ensemble de la chaîne de distribution. Ce débit est déterminé par :

$$\textbf{Q max, j = K max, j} \times \textbf{Qmoy, j} \quad \textbf{(m 3 /j)} \qquad \textbf{(II.5)}$$

- **Q max, j** : Débit maximum journalier en m3 /j ;
- **Q moy, j** : Débit moyen journalier en m3 /j ;
- **K max, j** : Coefficient d'irrégularité maximale journalière

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau **(II.7).**

II.2.4. Détermination des consommations horaires

Généralement, les débits horaires sont calculés en prenant en compte le développement, les habitudes de la population et le régime de consommation prévisible.

II.2.4.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$\mathbf{Q_{moy,h}} = \frac{\boldsymbol{Qmaxj}}{\mathbf{24}} \quad (m^3/h) \qquad \textbf{(II.6)}$$

- **Qmoy, h** : débit moyen horaire en m3 /h ;
- **Qmax, j**: débit maximum journalier en m3 /j.

II.2.4.2. Débit maximum horaire

Le débit maximal horaire est donné par la formule suivante:

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \quad (m^3/h) \qquad \textbf{(II.7)}$$

- **Qmoy, h** : Débit moyen horaire en m^3/h ;
- **Kmax,h**: Coefficient horaire qui exprime l'irrégularité de la consommation pendant les heures de la journée, égale :

$$K_{max,h} = \alpha \text{ max } X \beta \text{ max} \qquad \textbf{(II.8)}$$

α max : tient compte des conditions locales comme le degré du confort des maisons ainsi que le régime de travail, elle est comprise entre $1.2 < \alpha \text{ max} < 1.4$, pour notre cas, il a été adopté un Coefficient : $\alpha \text{ max} = 1.3$
β max: est une fonction étroite du nombre d'habitant de la ville, comme ressortie sur le tableau ci-dessous **(Tableau II.6)** :

Tableau II.6: β max en fonction du nombre d'habitants.

Population (hab)	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000
β max	2	1.8	1.6	1,5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.13

Puisque on a un nombre d'habitants égale à 4416 habitants alors : **β max = 1,4**

D'où la valeur de K max, h sera : $K_{max,h} = 1,3 \times 1,4 \Rightarrow K_{max,h} = 1,82$

Le tableau présenté ci-après nous donne la récapitulation de calcul des différents débits.

Tableau II.7: Résultats de calculs des différents débits à l'état actuel (2023).

Paramètres	$Q_{moy,j}$ **(m^3 /j)**	$K_{max,j}$	$Q_{max\,j}$ **(m^3 /j)**	$Q_{max\,j\,T}$ **(m^3 /j)**	$Q_{moy,h}$ **(m^3 /h)**	$K_{max,h}$	$Q_{max,h}$ **(m^3 /h)**	$Q_{max,h}$ **(l/s)**
Agglomération	733.135	1,2	879.762	884.062	36.84	1, 82	67.04	18. 641
Arrosage	4.3	1	4.3					

II.2.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

La consommation d'eau potable dans une agglomération subit de grandes variations, qui dépendent en premier lieu de la vocation et de l'étendue de l'agglomération. À l'intérieur même de cette agglomération, la consommation d'eau varie tout au long de la journée, étant faible à certaines heures et très importante à d'autres.

Dans cette étude, on choisit une méthode permettant de déterminer le débit de pointe en se basant sur les variations horaires de la consommation totale dans différents centres

d'agglomération. On réfère au tableau (II.8), qui présente les variations horaires de la consommation totale dans divers centres d'agglomération.

Tableau II.8 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants en (%)

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	**10001à 50000**	**50001 à 100000**	**Plus de 100000**	**Agglomération de type rurale**
0-1	01	1.5	3	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
23-00	01	1.5	3.3	3.7	01

(Source: polycop d'A.E.P de Mr. Salah Boualem).

Pour notre cas on a choisi la répartition **moins de 10000 hab**. (puisque le nombre d'habitants à l'année 2023 est de 4416 hab.)

Tableau II.9 : Détermination du débit maximum horaire

Heures	Agglomération		Arrosage		Qmax journalier		Courbe intégrale
	%	Q (m^3 /h)	%	Q (m^3 /h)	%	Q_T(m^3 /h)	
0-1	01	8.84062			01	8.84062	1
1-2	01	8.84062			01	8.84062	2
2-3	01	8.84062			01	8.84062	3
3-4	01	8.84062			01	8.84062	4
4-5	02	17.68124			02	17.68124	6
5-6	03	26.52186			03	26.52186	9
6-7	05	44.2031			05	44.2031	14
7-8	6.5	57.46403			6.5	57.46403	20.5
8-9	6.5	57.46403	25	1.075	6.5	58.53903	27
9-10	5.5	48.62341	25	1.075	5.5	49.69841	32.5
10-11	4.5	39.78279			4.5	39.78279	37
11-12	5.5	48.62341			5.5	48.62341	42.5
12-13	07	61.88434			07	61.88434	49.5
13-14	07	61.88434			07	61.88434	56.5
14-15	5.5	48.62341			5.5	48.62341	62
15-16	4.5	39.78279			4.5	39.78279	66.5
16-17	05	44.2031	25	1.075	05	45.2781	71.5
17-18	6.5	57.46403	25	1.075	6.5	58.53903	78
18-19	6.5	57.46403			6.5	57.46403	84.5
19-20	5.0	44.2031			5.0	44.2031	89.5
20-21	4.5	39.78279			4.5	39.78279	94
21-22	03	26.52186			03	26.52186	97
22-23	02	17.68124			02	17.68124	99
23-00	01	8.84062			01	8.84062	100
total	100	879.762	100	4.3	100	884.062	

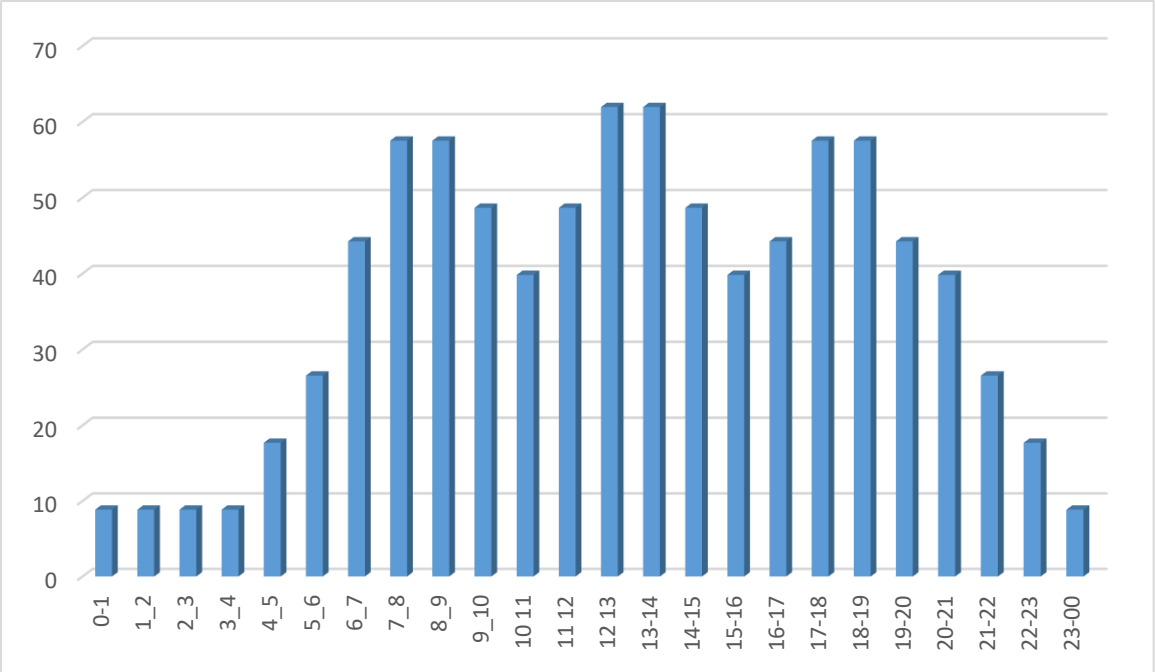


Figure II.2 : Histogramme de consommation journalière

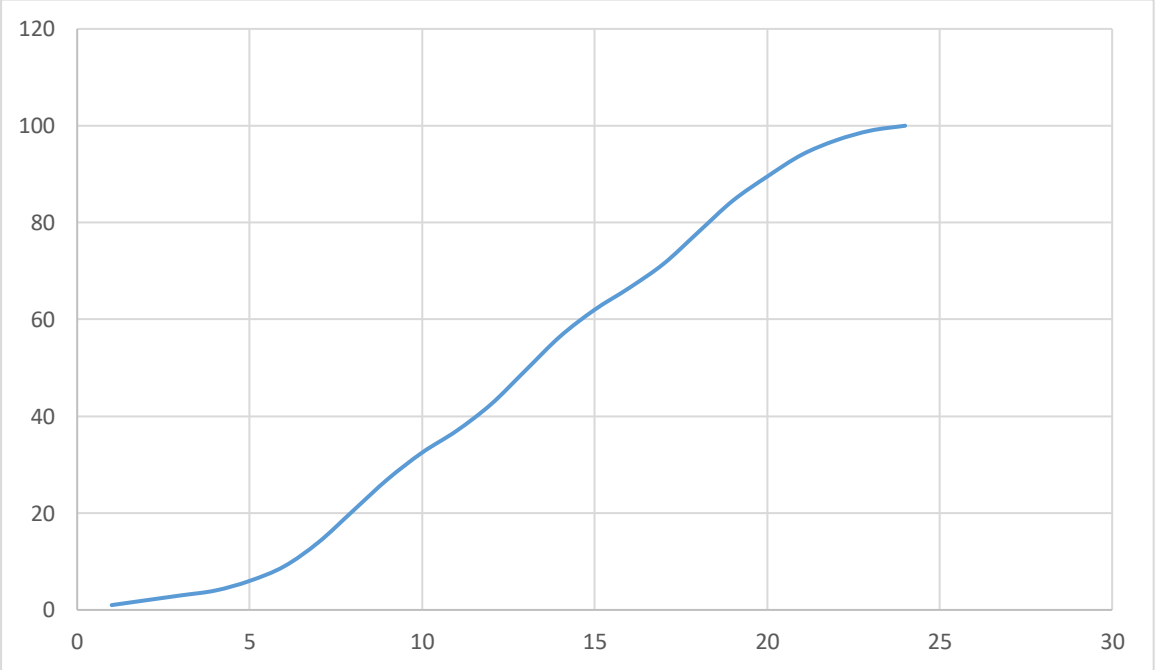


Figure II.3 : Graphique de consommation actuel (2023)

II.3. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE A L'HORIZON 2053

II.3.1. Calcul des besoins moyens journaliers

En appliquant les mêmes formules pour le calcul des débits, on aboutit aux valeurs théoriques du tableau (II.8) qui donne une image de projection possible pour l'horizon (2053).

Tableau II.10 : Calcul du débit moyen des équipements projetés (2053) et les équipements proposés par le nouveau Pôle.

Catégories de consommateurs	Besoins	Equipements	Unité de base	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy, j (m3 /j)
Domestique	**Domestique**		Hab	7538	180	1356.84
Equipements publics	**Scolaires**	01 école primaire	Élève	300	15	4.5
		01 C.E.M	Élève	360	15	5.4
	Administratifs	banque	Employé	13	15	0.195
		tribunal	Employé	15	15	0.225
	Sanitaires	01 Polyclinique	patient	25	50	1.25
		Hôpital	lit	100	300	30
		03 Salles de Soins	Patient	60	20	1.2
	Socioculturel et sportifs	01 Mosquées	Fideles	500	20	10
	Commerciaux	Centre commerciale	unité	01	1000	1

(Source : A.P.C de Si Mahdjoub)

Tableau II.11: Récapitulation des besoins en eau potables pour l'horizon d'étude (2053).

Catégorie des besoins	Domestique	Scolaires	Administratifs	Sanitaires	Socioculturels et sportifs	Commerciaux	Arrosage	Total
Qmoy, j (m3 /j)	1356.84	21.285	28.92	32.85	40.45	1	4.3	1485.645

II.3.2. Détermination des débits de consommation

En appliquant les mêmes procédés et les mêmes formules **et** on a trouvé les résultats de calculs des débits présentées dans le tableau (II.12) avec :

- $\mathbf{Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j}}$ **(m^3/j).** $\Rightarrow$ Le débit maximum journalier.
- $Q_{moy,h} = \frac{Qmax,j}{24}$ (m^3/h). $\Rightarrow$ Le débit moyen horaire.
- $\mathbf{Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h}}$ **(m^3/h)** $\Rightarrow$ Le débit maximal horaire.

Puisque on a un nombre d'habitants égale à 7538 habitants alors : **β max = 1,3**

D'où la valeur de K max, h sera : $\mathbf{K_{max,h}} = 1,3 \times 1,3 \Rightarrow \mathbf{K_{max,h} = 1,69}$

Tableau II.12: Résultats de calculs des différents débits pour l'horizon (2053).

Paramètres	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max\,j}$ (m^3/j)	$Q_{max\,j\,T}$ (m^3/j)	$Q_{moy,h}$ (m^3/h)	$K_{max,h}$	$Q_{max,h}$ (m^3/h)	$Q_{max,h}$ (l/s)
Agglomération	1481.345	1.2	1777.614	1781.914	74.25	1,69	125.48	34.86
Arrosage	4.3	1	4.3					

II.3.3. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Comme mentionné précédemment, la population projetée de la ville de Si mahdjoub pour l'année 2053 devrait atteindre 7538 habitants. Selon le Tableau **II.8**, et pour la catégorie reste la même pour ce cas **moins de 10000 hab**.

Tableau II.13: Variation des débits horaires pour l'horizon (2053).

Heures (h)	Agglomération		Arrosage		Qmax journalier		Courbe intégrale
	%	Q(m^3/h)	%	Q(m^3/h)	%	Q (m^3/h)	
0-1	01	17.81914			01	17.81914	1
1-2	01	17.81914			01	17.81914	2
2-3	01	17.81914			01	17.81914	3
3-4	01	17.81914			01	17.81914	4
4-5	02	35.63828			02	35.63828	6
5-6	03	53.45742			03	53.45742	9
6-7	05	89.0957			05	89.0957	14
7-8	6.5	115.8244			6.5	115.8244	20.5
8-9	6.5	115.8244	25	1.075	6.5	116.8994	27
9-10	5.5	98.00527	25	1.075	5.5	99.08027	32.5
10-11	4.5	80.18613			4.5	80.18613	37
11-12	5.5	98.00527			5.5	98.00527	42.5
12-13	07	124.734			07	124.734	49.5
13-14	07	124.734			07	124.734	56.5
14-15	5.5	98.00527			5.5	98.00527	62
15-16	4.5	80.18613			4.5	80.18613	66.5
16-17	05	89.0957	25	1.075	05	90.1707	71.5
17-18	6.5	115.8244	25	1.075	6.5	116.8994	78
18-19	6.5	115.8244			6.5	115.8244	84.5
19-20	5.0	89.0957			5.0	89.0957	89.5
20-21	4.5	80.18613			4.5	80.18613	94
21-22	03	53.45742			03	53.45742	97
22-23	02	35.63828			02	35.63828	99
23-00	01	17.81914			01	17.81914	100
total	100	1777.614	100	4.3	100	1781.914	

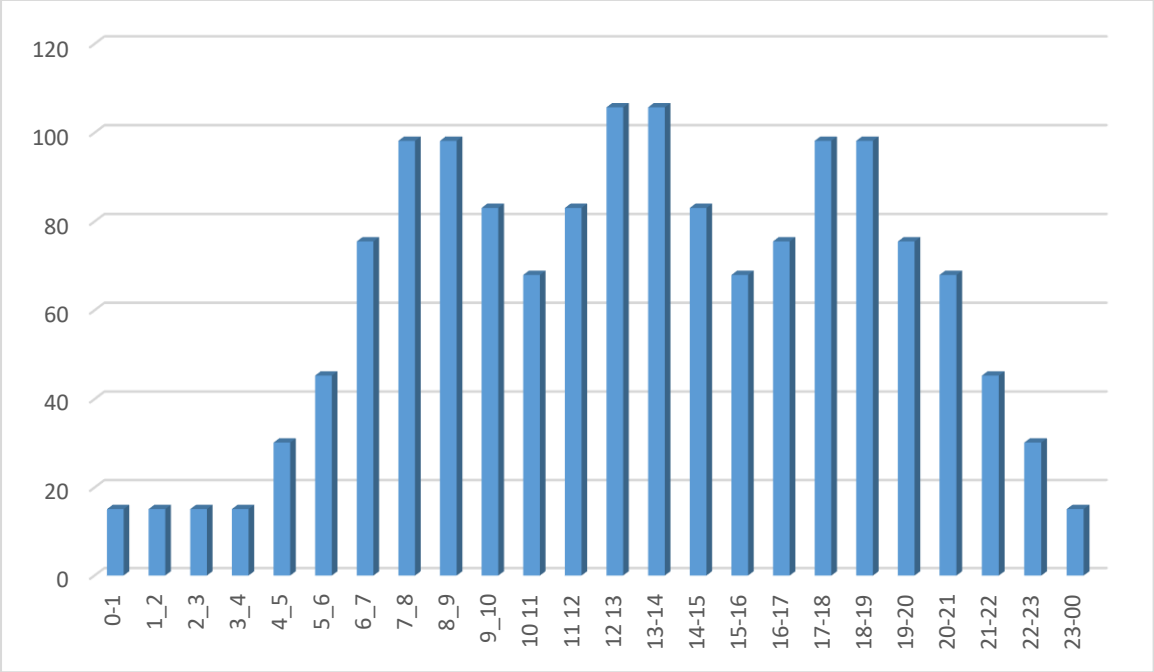


Figure II.4 : Histogramme de consommation journalière pour l'horizon 2053

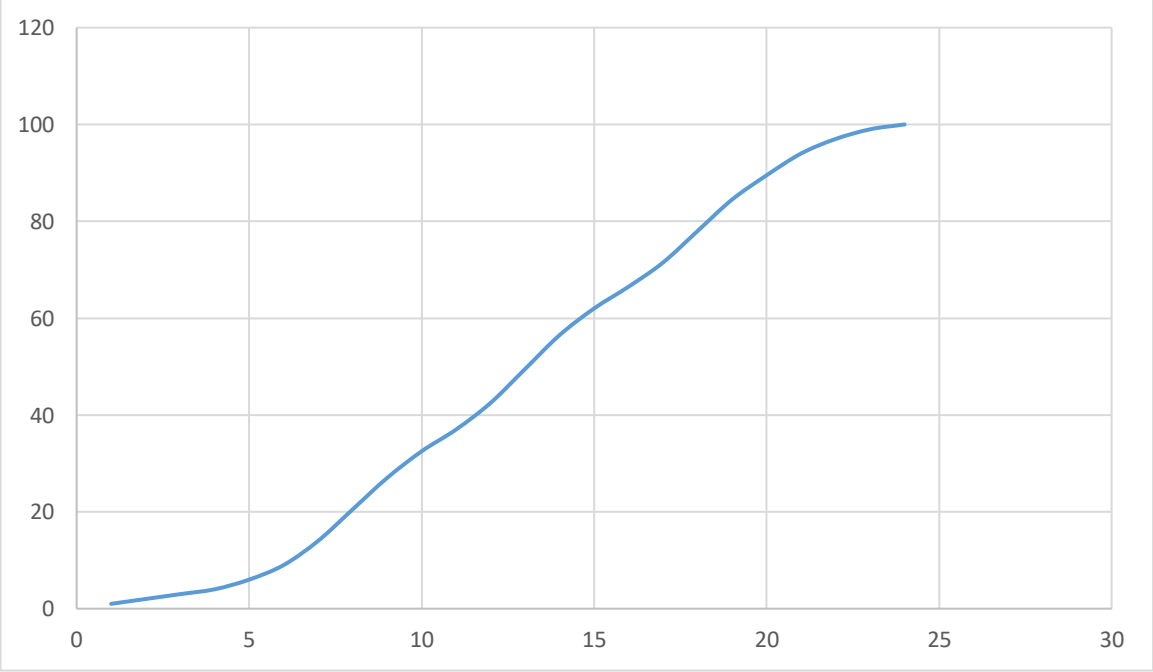


Figure II.5 : Graphique de consommation cumulée pour l'horizon (2053)

En se référant aux données du tableau et du graphique de consommation, il a été observé que la période de pointe est entre 12h et 14h, avec un débit horaire de pointe égale à :

Qmax,h = 124.734 m3/h = 34.648 l/s

II.4. CONCLUSION

La population de Si mahdjoub a presque doublé à l'horizon d'étude, tout comme la consommation maximale journalière. Par conséquent, il est essentiel de vérifier si nos sources seront en mesure de répondre à la demande croissante de notre agglomération à l'avenir.

CHAPITRE III :
RESERVOIR DE STOCKAGE

Introduction

Le réservoir est une structure conçue pour stocker de grandes quantités d'eau potable afin de répondre aux besoins en eau d'une communauté, d'une ville ou d'une région. Ces réservoirs sont généralement utilisés pour assurer une alimentation en eau constante et fiable, même en période de demande élevée.

III.1. FONCTIONS DES RESERVOIRS

III.1.1. Fonctions techniques des réservoirs

Les différentes fonctions d'un réservoir partant surtout sur la :

- ✓ Stockage de l'eau.
- ✓ Régulation de la pression.
- ✓ Protection contre les pannes.
- ✓ Gestion de la demande.

Les réservoirs doivent répondre aux critères suivants :

- ✓ Ils doivent être étanches pour éviter toute fuite d'eau.
- ✓ Ils doivent être construits avec des matériaux non susceptibles de contaminer l'eau.
- ✓ Ils doivent être efficacement protégés contre toute source potentielle de contamination de l'eau.
- ✓ Leur conception doit être pensée de manière à préserver l'eau des variations de température.

III.1.2. Fonctions économiques

Tous les réservoirs actuellement en service sont des réservoirs de tête, ce qui entraîne une diminution des coûts énergétiques.

III.2. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS

Parmi les classifications des réservoirs nous distinguons les cuves :

- ✓ Enterrés.
- ✓ Semi enterres.
- ✓ Surélevés.

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- ✓ Circulaires.
- ✓ Carrés.

D'après la topographie de notre agglomération les réservoirs existants sont de type :

- ➢ Le réservoir 200M^3 est de type semi enterrés.
- ➢ Les réservoirs (66+24) M^3 est de type enterrés.

III.3. EMPLACEMENT DES RESERVOIRS

L'emplacement des réservoirs peut parfois présenter des défis topographiques. Il est donc essentiel de prendre en compte les points suivants :

- ✓ L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité.
- ✓ Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, il est préférable de les implanter soit à l'extrémité du réseau, soit à proximité d'un centre de consommation important.
- ✓ La côte du radier doit être supérieure à la cote piézométrique la plus élevée requise dans le réseau, afin d'assurer une pression adéquate pour satisfaire les abonnés.

III.4. DETERMINATION DU VOLUME DE RESERVOIR

Pour estimer la capacité du réservoir, il est essentiel de prendre en compte à la fois l'apport et la distribution d'eau, en considérant le mode d'exploitation des ouvrages en amont et les variations de la demande. Habituellement, on calcule la capacité des réservoirs pour répondre aux fluctuations quotidiennes de la consommation en eau, en tenant compte du jour de la consommation la plus élevée ainsi que de la réserve d'eau nécessaire pour les besoins en cas d'incendie.

Il existe deux méthodes pour déterminer le volume des réservoirs :

1. La méthode analytique.
2. La méthode graphique.

III.4.1 Méthode analytique

La méthode analytique implique de calculer le résidu dans le réservoir pour chaque heure du jour, permettant ainsi de déterminer son volume en utilisant la formule V-1 : [1]

$$\mathbf{Vr} = \frac{\boldsymbol{\alpha} * \boldsymbol{Qmax,j}}{\mathbf{100}} \quad (\mathbf{m^3}) \qquad \textbf{(III.1)}$$

Vr : capacité de régularité du réservoir (m3) ;

$\boldsymbol{\alpha}$: fraction horaire du débit maximum journalier (%) ;

$\mathbf{Q_{max,j}}$: La consommation maximale journalière (m3 /j).

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

$$\mathbf{V_t = V_r + V_{inc}\ (m^3)} \qquad \textbf{(III.2)}$$

Vt : capacité totale du réservoir (m^3) ;

Vinc : volume d'incendie estimé à 120 m^3.

III.4.2. Méthode graphique

Cette approche repose sur le tracé des courbes de consommation journalière ainsi que celles qui décrivent l'apport provenant de la station de pompage. En effectuant une somme en valeur absolue des écarts entre les deux pics de la courbe de consommation et la courbe d'apport, on obtient le résidu journalier maximal [1].

$$\mathbf{Rmax = |V| + |V^-|} \quad \mathbf{(\%)} \qquad \mathbf{(III.3)}$$

Le volume de régulation Vr est calculé selon la formule suivante :

$$\mathbf{Vr} = \frac{\mathbf{Rmax * Qmax,j}}{\mathbf{100}} \quad (m^3) \qquad \mathbf{(III.4)}$$

Dont le volume total sera :

$$\mathbf{Vt = Vr + Vinc}$$

III.5. DETERMINATION DE LA CAPACITE DU STOCKAGE

Le réservoir est conçu pour réguler le débit et adapter la production à la consommation d'eau. Sa capacité doit être soigneusement estimée en prenant en considération les variations des débits à l'entrée et à la sortie. Cela implique de prendre en compte le fonctionnement des ouvrages en amont ainsi que la demande variable. Habituellement, on calcule la capacité du réservoir pour répondre aux variations quotidiennes de la consommation d'eau, en tenant compte des jours de pointe et de la réserve nécessaire pour les situations d'incendie.

Il est également possible de réduire la capacité du réservoir en calculant le volume minimal nécessaire pour assurer une distribution continue. Dans certains cas, le réservoir peut être utilisé uniquement comme régulateur de pression, en fonction du rythme de fonctionnement de la pompe. Pour estimer la capacité du réservoir, la méthode analytique est couramment employée. Cependant, il est important de s'assurer que cette estimation ne viole pas les droits d'auteur et les règles de plagiat en référençant correctement les sources utilisées dans le programme.

Tableau III.1 : Détermination de la capacité du stockage à l'état actuel

Heures	Consommation de l'eau en %	Refoulement de l'eau en	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
0-1	01	0.00		1.00	8.50
1-2	01	0.00		1.00	7.50
2-3	01	0.00		1.00	6.50
3-4	01	0.00		1.00	5.50
4-5	02	5.00	3.00		8.50
5-6	03	5.00	2.00		**10.50**
6-7	05	5.00	0.00	0.00	10.50
7-8	6.5	5.00		1.50	9.00
8-9	6.5	5.00		1.50	7.50
9-10	5.5	5.00		0.50	7.00
10-11	4.5	5.00	0.50		7.50
11-12	5.5	5.00		0.50	7.00
12-13	07	5.00		2.00	5.00
13-14	07	5.00		2.00	3.00
14-15	5.5	5.00		0.50	2.50
15-16	4.5	5.00	0.50		3.00
16-17	05	5.00	0.00	0.00	3.00
17-18	6.5	5.00		1.50	1.50
18-19	6.5	5.00		1.50	0.00
19-20	5.0	5.00	0.00	0.00	0.00
20-21	4.5	5.00	0.50		0.50
21-22	03	5.00	2.00		2.50
22-23	02	5.00	3.00		5.50
23-00	01	5.00	4.00		9.50
Totaux	**100**	**100**			

$\boldsymbol{\alpha}$ = 10.50%

Tableau III.2: résultat du calcul du volume total du stockage à l'état actuel.

Paramètres	Qmax, j (m3 /j)	a (%)	Vu (m3)	Vinc (m3)	Vt (m3)
Résultats	884.062	10.5	93	120	213

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité du stockage nécessaire actuellement est de **250 m^3**.

Tableau III.3 : Détermination de la capacité du stockage à l'horizon 2053

Heures	Consommation de l'eau en %	Refoulement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
0-1	01	0.00		1.00	8.50
1-2	01	0.00		1.00	7.50
2-3	01	0.00		1.00	6.50
3-4	01	0.00		1.00	5.50
4-5	02	5.00	3.00		8.50
5-6	03	5.00	2.00		**10.50**
6-7	05	5.00	0.00	0.00	10.50
7-8	6.5	5.00		1.50	9.00
8-9	6.5	5.00		1.50	7.50
9-10	5.5	5.00		0.50	7.00
10-11	4.5	5.00	0.50		7.50
11-12	5.5	5.00		0.50	7.00
12-13	07	5.00		2.00	5.00
13-14	07	5.00		2.00	3.00
14-15	5.5	5.00		0.50	2.50
15-16	4.5	5.00	0.50		3.00
16-17	05	5.00	0.00	0.00	3.00
17-18	6.5	5.00		1.50	1.50
18-19	6.5	5.00		1.50	0.00
19-20	5.0	5.00	0.00	0.00	0.00
20-21	4.5	5.00	0.50		0.50
21-22	03	5.00	2.00		2.50
22-23	02	5.00	3.00		5.50
23-00	01	5.00	4.00		9.50
Total	**100**	**100**			

Tableau III.4 : résultat du calcul du volume total du stockage à l'horizon 2053.

Paramètres	Qmax, j (m3 /j)	a (%)	Vu (m3)	Vinc (m3)	Vt (m3)
Résultats	1781.914	10.5	200	120	320

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité du stockage nécessaire à l'horizon 2053 est de **350 m^3**.

III.6. BILAN DU STOCKAGE

Un comparatif a été réalisé entre la capacité actuelle de stockage d'eau potable disponible dans la ville de Si mahdjoub et les besoins estimés à court et à long terme en matière de stockage, comme illustré dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : Bilan du stockage

Année	Stockage nécessaire (m3)	Stockage disponible (m3)	Déficit (m3)	Surplus (m3)
2023	250	290	/	40
2053	350	290	60	/

On a trouvé que la capacité de stockage est existante est insuffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération à long terme, donc il faut projeter un réservoir de capacité 100m^3.

III.7. DIMENSIONNEMENT DE RESERVOIR (DIAMETRE, HAUTEUR ET SURFACE)

- **Forme des réservoirs :**

On choisit la configuration circulaire pour les réservoirs, car leur capacité reste en deçà de 10000 m3. Habituellement, la hauteur de l'eau dans ces cuves se situe entre 3 et 6 mètres. Cependant, dans le cas des réservoirs de grande capacité des zones urbaines majeures, les niveaux d'eau peuvent s'élever entre 7 et 10 mètres.

- **Diamètre D de la cuve**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant par la formule suivante

$$S=\frac{Vn}{h} \Rightarrow \frac{\pi*D2}{4}=\frac{Vn}{h} \Rightarrow D=\sqrt{\frac{4\times Vn}{\pi\times h}} \quad \textbf{(III.5)}$$

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : Section du réservoir (m^2) ;

D : Diamètre de la cuve (m) ;

h : Hauteur utile optimale d'eau (m), $3< h<6m$

Donc la hauteur que nous avons optés est : h=4m.

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

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

AN: $h=\frac{4*V}{\pi*D2}$ **(III.6)**

- **Section de la cuve**

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

AN: $S=\frac{V}{h}$ **(III.7)**

- **Hauteur totale H du réservoir**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$H = h + R$ **(III.8)**

Avec :

H : Hauteur totale du réservoir (m) ;

h: Hauteur d'eau (m) ;

R : Revanche (m).

- **La hauteur de la réserve d'incendie**

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule

AN : $h_{inc}=\frac{Vinc}{S}$ **(III.9)**

Les dimensions de réservoir terminal sont portées dans le tableau **III.6**

Tableau III.6: Tableau donnant les dimensions de réservoir projeté

Type	Volume en (m^3)	D (m)	S (m2)	h (m)	h inc	R (m)
Projeté	100	6	28.57	3.5	2.00	0.35

III.8. COMPARAISON ENTRE LES RESSOURCES ET LES BESOINS

Dans le but de déterminer si les débits fournis par les forages existants répondent aux besoins calculés, il est nécessaire de procéder à une comparaison entre les besoins en eau et les débits disponibles. Cette analyse permettra de déterminer s'il y a un excès ou un déficit de débit. Comme cela a été évoqué précédemment (dans le chapitre N°I), la ville de SI mahdjoub dispose de trois (3) sources en fonctionnement avec un débit total actuel de 2.95 l/s, ainsi qu'un point de piquage qui a fourni un débit de 11.11 l/s. Nous supposons, comme hypothèse, que le débit des ressources et le point de piquage restera constant jusqu'en 2053. Les résultats de cette comparaison sont présentés dans le tableau **III.7**.

Tableau III.7 : Bilan Ressources – Besoins.

Horizon	Besoins journaliers de pointe (m3 /j)	capacité des sources (m3 /j)	capacité de piquage barrage ghrib(m3 /j)	capacité totale (m3 /j)	Déficit (m3 /j)	Surplus (m3 /j)
2023	884.062	254,6	800	1054.6	/	170.538
2053	1781.914				727.314	/

Ainsi, les besoins sont actuellement adéquats, mais à l'avenir, il est prévu qu'il y aura un déficit de 8.4 l/s.

En conclusion, la commune de Si-Mahdjoub, objet du présent projet, ont besoins 727.314m3/j, à partir du barrage Ghrib, pour assurer leurs approvisionnements à l'an 2053.

Comme il a été cité avant les ressources actuelle (barrage Grib et sources) sont insuffisantes pour assurer les besoins en eau de la zone d'étude, on propose d'augmentation le de pompage à l'horizon 2053.

- **Stations de pompage (existante)**

Les deux stations de pompage (SPN°01 et SPN°02) caractérisés par :

- Une bâche de capacité 100 m3.
- Deux pompes identiques l'une principale et l'autre de secoure.
- Le débit d'une seule pompe est de 11.11 l/s=40 m3/h.

Le temps de pompage nécessaire est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : temps de pompage nécessaire.

Horizon	Actuel (2023)	Long terme (2053)
Besoin en eau (m3/j)	884.062	1781.914
Apport (sources) (m3/j)	254,6	254,6
Apport nécessaire (Barrage Grib) (m3/j)	629.462	1527.314
Temps nécessaire de pompage de SPN°01 et SPN°02 (heure)	16	**40**

Remarque :

D'après ce tableau l'apport nécessaire (Barrage Ghrib) à long terme ne doit pas être assuré par une seule pompe qui débite 40 m^3/h. pour cela on propose une solution :

- Fonctionnement les deux pompes au même temps donc le débit refoulé sera 80 m^3/h avec un temps de pompage 20h/24h.

III.9. LES EQUIPEMENTS DU RESERVOIR

Afin de faciliter leur utilisation, les réservoirs sont équipés de diverses conduites, organes et accessoires. Chacun de ces éléments est pourvu, entre autres, de [1] :

III.9.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

La conduit d'adduction aboutit au réservoir et doit pouvoir se fermer lorsque l'eau atteint son niveau maximal dans la cuve. Si l'adduction est par gravité, elle sera obturée par un robinet-flotteur, tandis que si l'adduction se fait par refoulement, un dispositif permettant l'arrêt du moteur sera utilisé. Il existe plusieurs façons d'installer cette conduite.

III.9. 1.1. Par sur verse

Il est possible d'installer cette conduite en utilisant soit une chute libre, soit en la plongeant de manière à ce que son extrémité reste immergée en permanence. Dans le premier cas, cela entraîne une oxygénation de l'eau, mais il libère facilement le gaz carbonique dissous, ce qui favorise l'accumulation de tartre dans le réservoir et les conduites.

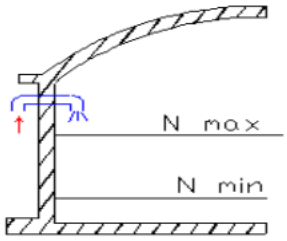


Figure III.1 : Arrivée par sur verse (Chute libre)

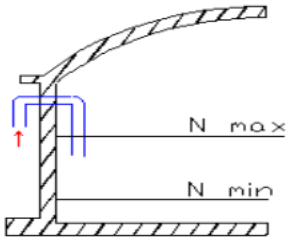


Figure III.2 : Arrivée par sur verse (Noyée)

III.9. 1.2. Par dessous

Il est possible de faire passer la conduite soit par le bas à travers les parois du réservoir, soit par le fond en traversant le radier.

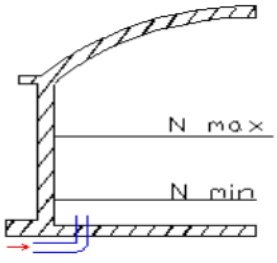


Figure III.3 : : Arrivée par dessous (Par le fond)

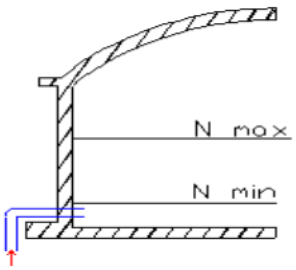


Figure III.4 : :Arrivée par-dessous (Par le bas)

III.9.2. Conduite de départ ou de distribution

Le point de départ de la conduite de distribution est situé à une hauteur de 0.15 ou 0.2 mètres au-dessus du radier afin d'éviter l'introduction de boues ou de sables qui pourraient éventuellement se déposer dans la cuve.

Un espace d'au moins 0.5 mètre est réservé au-dessus de la partie la plus élevée de la conduite pour tenir compte de la baisse maximale du niveau d'eau.

L'extrémité de la conduite est équipée d'une grille ou d'une crépine courbée pour prévenir le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution, en particulier dans le cas d'un grand réservoir, il est essentiel de pouvoir l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau. On pourrait envisager d'automatiser la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se déclenche dès qu'une vitesse excessive est détectée dans la conduite.

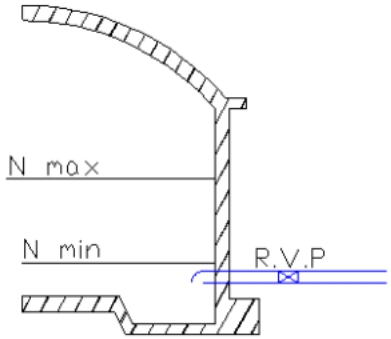


Figure III.5: Conduite de distribution.

III.9.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite devra permettre le débit complet, Q, qui entre dans le réservoir, de s'écouler efficacement. Aucune vanne ne sera présente le long de son trajet. Sa section transversale sera positionnée dans un plan horizontal, placé à une distance h en dessous du niveau maximal potentiel de la cuve.

Le déversement de trop-plein sera dirigé vers un point de sortie, cependant, il est possible que cette sortie engendre une contamination ou une intrusion d'animaux ou de moustiques susceptibles de pénétrer dans le réservoir. Afin d'éviter cela, une solution consiste à intégrer un mécanisme de siphon en tant que joint hydraulique. Ce siphon garantira que le segment reste rempli d'eau en permanence.

Dans le cas où le réservoir est divisé en compartiments distincts, chaque cuve doit être équipée d'une conduite de trop-plein.

III.9.4. Conduite de vidange

La conduite de drainage situé au point le plus bas du réservoir permet une évacuation totale vers le système d'égout, offrant ainsi la possibilité d'inspecter, de nettoyer et, le cas échéant, de réparer le réservoir. Il prend son origine à partir du point le plus bas du réservoir et se connecte à la conduite de débordement. Cette configuration inclut une vanne robinet qui doit être systématiquement nettoyée après chaque évacuation afin de prévenir l'accumulation de sable, ce qui pourrait rendre son actionnement difficile.

En vue de prévenir toute contamination éventuelle, des clapets anti-retour doivent être intégrés aux conduites de débordement et de drainage, assurant ainsi une protection du réservoir. Pour une surveillance efficace du niveau de liquide à l'intérieur du réservoir, il est envisageable d'installer des capteurs de niveau. Ces capteurs jouent un rôle crucial en signalant les seuils de niveau critiques, les niveaux de débordement, ainsi que les niveaux bas. Cette disposition est notamment cruciale pour la protection des pompes en assurant leur bon fonctionnement.

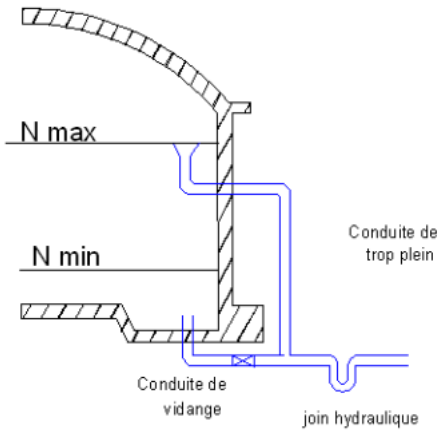


Figure III.6: Conduite de vidange et de trop plein.

III.9.5. Conduite by-pass

La conduite de by-pass offre la possibilité de contourner temporairement le flux normal de liquide à travers le réservoir, ce qui peut être utile pour éviter des arrêts de service prolongés ou des interruptions inutiles dans les opérations. Cela peut être particulièrement important dans des situations où il est crucial de maintenir un approvisionnement continu en liquide tout en effectuant des travaux de maintenance ou des ajustements sur le réservoir ou sur le réseau de distribution associé.

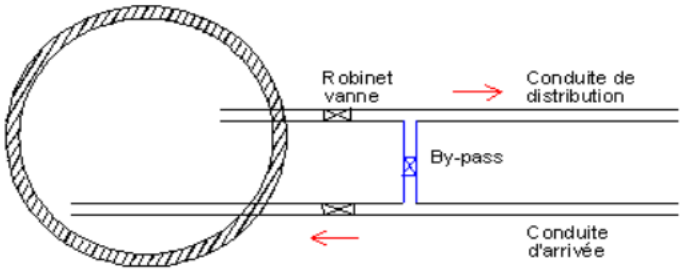


Figure III.7: Conduite by-pass.

III.9.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Lorsque la surveillance de la surface de l'eau dans le réservoir ne peut pas être assurée par un personnel en permanence, comme c'est le cas pour les installations automatiques, il est essentiel de mettre en place des mesures afin d'éviter que, lors d'un prélèvement intensif, la réserve d'eau incendie ne se retrouve dans le système de distribution. Deux types de systèmes se démarquent : le système à double prise et le système à siphon.

Dans le cadre du système à double prise, on constate la présence d'une partie d'eau immobile qui ne se renouvelle pas, en contraste avec le système à siphon qui s'amorce grâce à une ouverture d'évent à l'air libre. Ainsi, en cas d'incident, la réserve ne subirait aucune diminution.

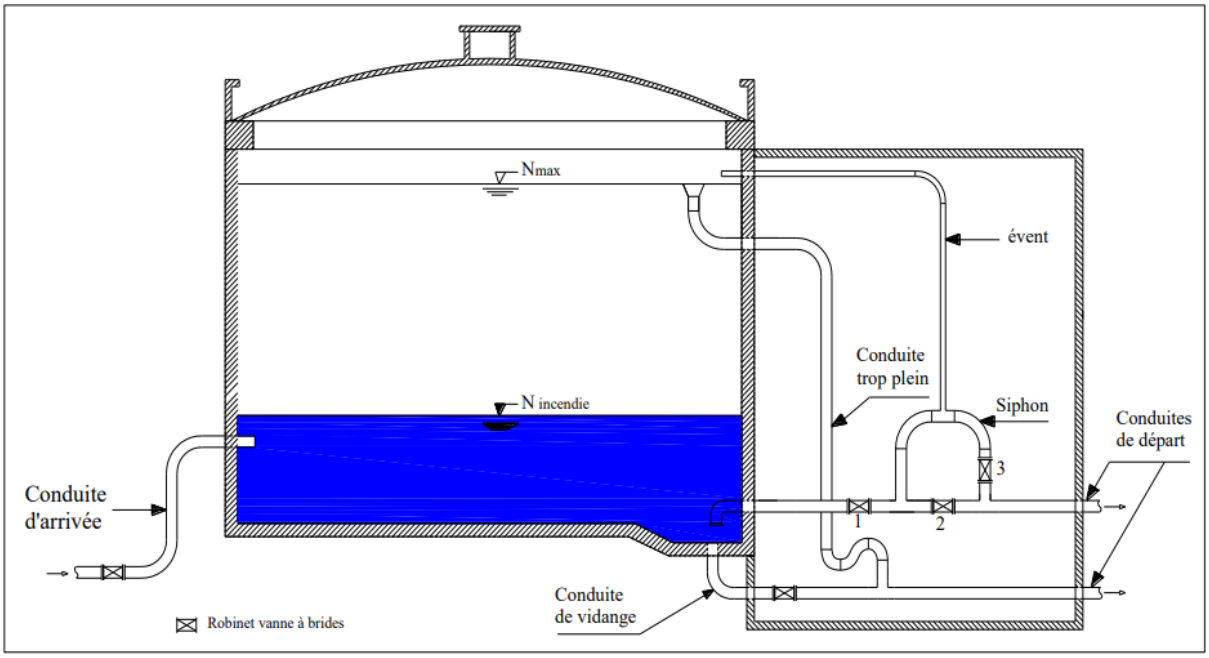


Figure III.8: Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

III.9.7. Système automatisé

Serait installé un système automatisé qui se déclenchera lorsque le niveau d'eau atteindra le seuil désiré, jouant ainsi son rôle prévu.

III.10. TRAVERSEE DES CONDUITES DANS LES PAROIS DE LA CUVE

Pour garantir la protection contre les fuites au niveau des passages des tuyaux dans la paroi ou le fond du réservoir, il y a deux options possibles :

- **1er option :** La méthode de passage peut impliquer l'utilisation d'un manchon à l'extrémité lisse, connecté à la conduite externe à l'aide d'un joint de type Gibault. Cette approche évite la transmission du mouvement au manchon en cas de tassement différentiel. Dans cette configuration, l'étanchéité est maintenue grâce à un matériau bitumineux appliqué sur une bague en forme de "U" (figure N° III.9).

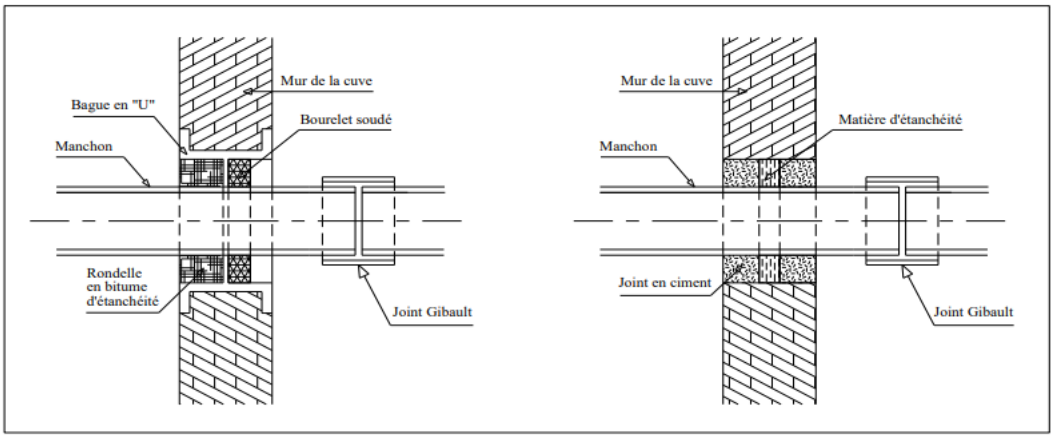


Figure III.9: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

- **2eme option :** La traversée peut également être effectué en utilisant des gaines en fonte qui possèdent des cannelures. Ces conduits présentent un resserrement où la rondelle en caoutchouc d'étanchéité peut être insérée et maintenue en place à l'aide d'un écrou vissé ou d'une clavette.

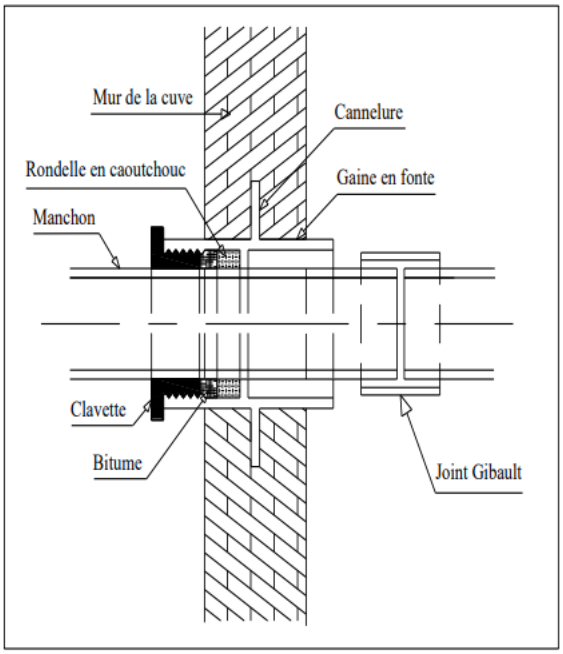


Figure III.10: Traversée des conduites (Gaine en fonte).

III.11. Les joints d'étanchéité

Il est impératif de prendre des mesures attentives concernant le passage des conduites à travers le béton de la cuve, qu'il s'agisse des parois ou du radier. À cette fin, il sera nécessaire de créer une barrière en utilisant un matériau plastique enveloppé d'une couche de mortier de ciment.

III.12. HYGIENE ET SECURITE

Dans le but de garantir l'hygiène et la sécurité, des mesures ont été prises concernant les trois réservoirs de la manière suivante [2]:

- ✓ Ils sont équipés de couvercles afin de les préserver des variations de température et de toute intrusion de corps étrangers.
- ✓ Des ouvertures dotées de plaques en verre sont utilisées pour les éclairer.
- ✓ Ils sont conçus de manière étanche, évitant ainsi l'application de tout revêtement qui pourrait altérer la qualité de l'eau.
- ✓ Pour garantir une bonne ventilation, des ouvertures grillagées sont prévues.

III.13. CONCLUSION

A partir de ce présent chapitre on a constaté que la ressource existante (sources et barrage Ghrib) est insuffisante à long terme, donc il faut un renforcement à partir du barrage Ghrib Pour pallier les manques d'eau. Les ouvrages de stockage de l'eau existants sont suffisants actuellement mais à l'horizon 2053 ne sont pas suffisant. A cet effet il faut réaliser un autre réservoir de capacité 100m^3.

CHAPITRE IV :
DIAGNOSTIC DU RESEAU DE DISTIBUTION EXISTANT

INTRODUCTION

Le diagnostic est une étape cruciale pour évaluer l'état de santé, la performance, et l'efficacité du système de distribution d'eau. Ce processus permet de détecter les problèmes potentiels, de planifier les réparations, et de garantir la qualité de l'eau fournie aux consommateurs. Il existe deux principaux types de diagnostic, à savoir le diagnostic structurel (physique) et le diagnostic hydraulique (fonctionnelle).

- **DIAGNOSTIC STRUCTURAL**

IV.1. ETAT DE FAIT ACTUEL ET DIAGNOSTIC DES EQUIPEMENTS ET INFRASTRUCTURES D'A.E.P

L'objectif visé par ce diagnostic, consiste en la vérification de l'état actuel de tout le système d'alimentation en eau potable de chef lieu de la commune de Si-Mahjoub, permettant l'aboutissement aux différentes défaillances de fonctionnement de ce système.

IV.1.1. Diagnostic sur la ressource en eau:

L'approvisionnement du chef lieu de la commune de Si-Mahjoub, s'effectue à partir du :

1. Le point de piquage sur la conduite de Barrage Ghrib.
2. Les captages des sources :
   - ✓ Le Captage de la source d'Ain Touta, elle débite 0.42 l/s et elle alimente le réservoir 200 M3 du Si-Mahdjoub.
   - ✓ Le Captage de la source d'Ain El Araise, elle débite 1.5 l/s et elle alimente les réservoirs (66+24) M3 du Si-Mahdjoub.
   - ✓ Le Captage de la source de Si-Mahdjoub, elle débite 1.03 l/s et elle alimente les réservoirs (66+24) M3 du Si-Mahdjoub.

Ces deux points d'approvisionnement de la commune de Si-Mahdjoubi sont récapitulés comme suit:

- ✓ Le point de piquage, totalisant 800M3/j.
- ✓ Les Captages des Sources, totalisant un débit de 254.6 M3/j.

- ❖ **Le point de piquage**

Le point de piquage débite actuellement $40m^3/h$, destinée pour l'alimentation la bâche $100m^3$ du SPN°01.

❖ **Les captages des sources**

a. Captage de la source d'Ain Touta

Ce captage de source est en service depuis les années 1980, La source débite actuellement 36 M^3/j, soit 0.42 l/s, destinée pour l'alimentation du réservoir 200 M^3 de Si-Mahdjoub. Mais les équipements à l'intérieur de la chambre de manœuvre sont en mauvais état. Ainsi, il est à noter la nécessité de rénovation de ces équipements. (Voir photos ci-dessous).



Figure IV.1 : chambre de manœuvre du réservoir 200 m^3

b. Captage de la source d'Ain El Araise

Ce captage de source est en service depuis les années 1980, La source débite actuellement 129.6 M^3/j, soit 1.5 l/s, destinée pour l'alimentation des réservoirs (66+24)m^3 de Si-Mahdjoub.



Figure IV.2: Captage de la source d'Ain El Araise

c. Captage de la source de Si-Mahdjoub

Ce captage de source est en service depuis les années 1980, La source débite actuellement 89 M^3/j, soit 1.03 l/s, destinée pour l'alimentation des réservoirs (66+24) M^3 de Si-Mahdjoub.



Figure IV.3: Captage de la source de Si-Mahdjoub

Le diagnostic physique a permis de noter, la nécessité de travaux d'entretiens, notamment sa peinture.

IV.1.2. Réseau d'adduction

- Une conduite en acier galvanisé DN 125 mm est raccordée sur la conduite en fonte DN 400 mm, cette dernière venant du barrage Ghrib.
- Une conduite en Amiante ciment DN125 sorte de la station de pompage SP N°1 et joindre la station de pompage SPN°02.
- A partir de la station de pompage SPN°02, une conduite de refoulement en Amiante ciment DN 125 mm alimente les réservoirs des capacités (200+100) M3.
- Une conduite de refoulement en Acier galvanisé DN125 mm sort de la source d'Ain touta et joint les réservoirs des capacités (200+100) M3.
- Une conduite gravitaire en Acier galvanisé DN 50 mm sorte de la source de Si-Mahdjoub pour joindre les réservoirs des capacités (66+24) M3.
- Une conduite gravitaire en Amiante ciment DN 80 mm sorte de la source de Ain El Araise et joindre les réservoirs des capacités (66+24) M3.

(Source : subdivision de la commune de Si-Mahdjoub).

IV.1.3 Diagnostic sur la station de reprise et les ouvrages de stockage

- **Les satations des reprises**
  - **Stations de reprise SPN°01:**

La chambre de manœuvre de la station de reprise SPN°01 est en bon état. Son ouvrage de stockage de capacité 100 M3 est alimenté à partir de point de piquage sur la conduite de barrage GHRIB.



Figure IV.4: Stations de reprise SPN°01



Figure IV.5: bâche d'eau de capacité 100 M^3 de la SPN°01

Les équipements électromécaniques de la chambre de manœuvre de la station de reprise SPN°01, sont en bon état, comme l'illustre la photo ci-dessous où on distingue les deux pompes à axe horizontal, installées en parallèle, chacune refoule un débit de 40 M3/h, soit 11.11 l/s, sur une hauteur manométrique totale de 220 m.

Le diagnostic physique de cette chambre et ses équipements électromécaniques a permis de conclure son bon état et par conséquent son maintien.




Figure IV.6: chambre de manœuvre de la station de reprise SPN°01

- **Stations de reprise SPN°02**

La chambre de manœuvre de la station de reprise SPN°02 est en bon état. Son ouvrage de stockage de capacité 100 M3 est alimenté à partir de SPN°01.




Figure IV.7: Stations de reprise SPN°02 **Figure IV.8:** bâche d'eau de capacité 100 M^3 de la SPN°01

Les équipements électromécaniques de la chambre de manœuvre de la station de reprise SPN°02, sont en bon état, comme l'illustre la photo ci-dessous où on distingue les deux pompes à axe horizontal, installées en parallèle, chacune refoule un débit de 40 M3/h, soit 11.11l/s, sur une hauteur manométrique totale de 210 m.

Le diagnostic physique de cette chambre et ses équipements électromécaniques a permis de conclure son bon état et par conséquent son maintien.



Figure IV.9: chambre de manœuvre de la station de reprise SPN°01

- **Les réservoirs de stockage**
  - **Réservoir (200+100) m3**

Les réservoirs (200+100) M^3, en béton armé et semi enterrés, qui reçoivent l'eau par refoulement à l'aide d'une conduite en Amiante ciment, de diamètre DN125 mm. À partir de la station de reprise SPN°02 et de la source de Ain touta à l'aide d'une conduite en acier galvanisé DN125mm. Ces réservoirs, en bon état et ayant une clôture en dure convenable, comme l'illustre la prise de photo ci-après, Ces réservoirs sont réalisé dans la période coloniale, alimente une partie du chef lieu de la commune de Si-Mahdjoub. Le réservoir de 100 M3 est à l'arrêt à cause des problèmes d'équipements



Figure IV.10: Réservoir (200+100) m3 de Si-Mahdjoub

Recommandation

Il faut changer la vanne à la sortie du réservoir 200 m^3 à cause des Fuites et leur état d'oxydation.



Figure IV.11: Dégradation de la vanne à la sortie du réservoir 200 m^3

- **Les réservoirs (66+24)M3**

Les réservoirs (66+24)M3, de forme rectangulaires, en béton armé et enterrés, est implanté au centre ville de la commune , ils reçoivent l'eau par gravité à l'aide d'une conduite en Amiante ciment DN 80 mm à partir de la source de Ain El Araise et à partir de la source de Si-Mahdjoub par gravité à l'aide d'une conduite en acier galvanisé DN 50 mm, ces deux réservoirs alimentent une partie du chef lieu de la commune.



Figure IV.12: Réservoir rectangulaire (66+24 M3) de Si-Mahdjoub

Recommandation

Il faut changer les équipements du réservoir (66+24) m3) à cause de leur d'oxydation très avancé.



Figure IV.13: les équipements du réservoir (66+24 M3)

IV.1.4 Réseau de distribution

Le réseau de distribution d'eau potable de la ville de Si-Mahdjoub, est mixte entre maillé et ramifié, conçus à grande partie en amiante ciment et acier galvanisé, quelques tronçons en PEHD et en PVC. Le réseau d'eau de Si-Mahdjoub est alimenté par :

- ✓ Le réservoir 200 M3 .
- ✓ Les réservoirs (66+24) M3 .

Le réseau de distribution à fait objet de réalisation aux années 1980, il est conçu en amiante ciment avec des diamètres DN 125 et DN 80 mm, et en acier galvanisé avec des diamètres DN 40 mm et DN 60 mm avec quelques tronçons en PEHD de diamètres DN 63 mm et en PVC de diamètres DN 110 mm (réalisés en 2007).

(Source : subdivision de la commune de Si-Mahdjoub).

DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE

On procède à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel WATERCAD, en vue de le dimensionner. C'est-à-dire : déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel. Pour le calcul des dimensions du réseau, les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe avec une pression de service suffisante, pour les habitations élevées (bâtiments, etc.…).

❖ Description du logiciel WATERCAD

Water CAD® est un logiciel de modélisation hydraulique qui détermine la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, développé par Haestad Methods. Il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

❖ Fonction et application

Le modèle Water CAD® a pour objectif une compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. Voici quelques exemples :

-La recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme:

- L'utilisation en alternance des différentes ressources du système;
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs;
- Préciser l'usage des stations de ré-chloration (ou autres retraitements) en réseau;
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations
- Analyses de qualité de l'eau et Sécurité du système.

IV.2. CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU EXISTANT

Le système d'approvisionnement en eau potable existant dans la localité de Si Mahdjoub est constitué d'un réseau de distribution relié à des réservoirs amont. Ainsi, l'analyse simulée du fonctionnement du réseau de distribution se focalisera sur les situations les plus fréquentes, à savoir les cas habituels tels que les périodes de pointe ainsi que les situations de demande maximale incluant les cas d'incendie.

IV.2.1. Détermination les débits (routes et nodaux)

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- On calcule le débit en route pendant l'heure de pointe.
- On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

*Donc la simulation de fonctionnement du réseau de distribution considère les deux cas de fonctionnement les plus usuels, à savoir :

- ✓ Cas de fonctionnement en débit de pointe (Qp).
- ✓ Cas de fonctionnement en débit de pointe plus incendie (Qp+Qinc).

IV.2.1.1. Cas de pointe

❖ **Débit spécifique**

Sa définition consiste en le rapport entre le débit maximal et la somme totale des longueurs des tronçons du réseau. Nous présupposons une répartition uniformément des besoins résidentiels le long de toute l'étendue du réseau.

La formule de calcul du débit spécifique est donnée comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Qpt}{\sum L} \quad [L/s/ml] \qquad \textbf{(IV.1)}$$

- ✓ **Q pte :** Débit de pointe, il est égal à 18.641l/s ;
- ✓ **Q sp :** Débit spécifique (l/s/m) ;
- ✓ **Σ Li :** Somme des longueurs des tronçons véhiculant un débit en route ;

Avec Σ Li = 7552.11 ml.

❖ **Débit en route**

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon du réseau le débit en route est donné par la formule suivante :

$$\textbf{Qri = Qsp×Li} \quad \textbf{[L/S]} \qquad \textbf{(IV.2)}$$

- ✓ Qr: Débit en route dans le tronçon i (l/s) ;
- ✓ Qsp : Débit spécifique (l/s/m) ;
- ✓ Li : Longueur du tronçon (m).

❖ **Débits aux nœuds**

Les débits nodaux désignent des flux concentrés à chaque point d'intersection, fournissant de l'eau à la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés. Leur calcul se base sur la formule ci-après :

$$Qni = 0.5 \times \sum Qr + \sum Qconc \quad [L/S] \qquad (IV.3)$$

- ✓ **Q ni** : Débit au nœud i (l/s) ;
- ✓ **ΣQ ri:** La somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s) ;
- ✓ **ΣQconc**: La Somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

On remarque que le débit concentré aux tous des nœuds de réseau est nulle **(ΣQconc=0).**

Les résultats du calcul des débits aux nœuds en cas de pointe du réseau de distribution de sont donnés dans le tableau IV-1.

Tableau IV.1: Calcul des débits nodaux (cas de pointe).

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur m	Qsp l/s/m	Qroute l/s	ΣQroute l/s	Qni l/s
J1	P-1	J-1	J-2	95.65	0.002	0.23	0.64	0.32
	P-6	J-5	J-1	165.29		0.41		
J2	P-2	J-2	J-3	182.48		0.45	1.01	0.50
	P-4	J-4	J-2	133.30		0.33		
	P-1	J-1	J-2	95.65		0.23		
J3	P-2	J-2	J-3	182.48		0.45	0.98	0.49
	P-3	J-3	J-4	104.51		0.26		
	P-33	J-3	J-28	111.12		0.27		
J4	P-3	J-3	J-4	104.51		0.26	1.04	0.52
	P-4	J-4	J-2	133.30		0.33		
	P-5	J-4	J-5	81.72		0.20		
	P-35	J-29	J-4	103.79		0.25		
J5	P-5	J-4	J-5	81.72		0.20	0.75	0.37
	P-6	J-5	J-1	165.29		0.40		
	P-10	J-11	J-5	57.03		0.14		
J6	P-7	J-6	J-7	176.85		0.43	0.43	0.21
J7	P-7	J-6	J-7	176.85		0.43	0.78	0.39
	P-9	J-7	J-10	69.69		0.17		
	P-12	J-12	J-7	72.00		0.17		
J8	P-8	J-8	J-9	69.88		0.17	0.52	0.26
	P-15	J-13	J-8	73.55		0.18		
	P-90	J-8	J-14	68.03		0.16		
J9	P-13	J-9	J-10	72.99		0.18	0.35	0.17
	P-8	J-8	J-9	69.88		0.17		

Tableau IV.1: Calcul des débits nodaux (cas de pointe) (suite).

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur m	Qsp l/s/m	Qroute l/s	ΣQroute l/s	Qni l/s
J10	P-13	J-9	J-10	72.99	0.002	0.18	0.52	0.26
	P-14	J-10	J-13	69.26		0.17		
	P-9	J-7	J-10	69.69		0.17		
J11	P-11	J-11	J-12	69.71		0.17	0.48	0.24
	P-10	J-11	J-5	57.03		0.14		
	P-17	J-16	J-11	69.17		0.17		
J12	P-12	J-12	J-7	72.00		0.17	0.35	0.17
	P-11	J-11	J-12	69.71		0.17		
J13	P-14	J-10	J-13	69.26		0.17	0.52	0.26
	P-15	J-13	J-8	73.55		0.18		
	P-89	J-13	J-15	66.41		0.16		
J14	P-16	J-14	J-15	73.10		0.18	0.51	0.25
	P-90	J-8	J-14	68.03		0.17		
	P-21	J-14	J-20	65.87		0.16		
J15	P-16	J-14	J-15	73.10		0.18	0.70	0.34
	P-89	J-13	J-15	66.41		0.16		
	P-20	J-15	J-19	74.13		0.18		
	P-18	J-15	J-17	67.99		0.17		
J16	P-17	J-16	J-11	69.17		0.17	0.33	0.16
	P-88	J-16	J-19	65.14		0.16		
J17	P-18	J-15	J-17	67.99		0.17	0.36	0.18
	P-22	J-17	J-21	77.59		0.19		
J18	P-19	J-18	J-19	64.33		0.16	0.49	0.24
	P-30	J-18	J-26	46.59		0.11		
	P-29	J-24	J-18	89.44		0.22		
J19	P-19	J-18	J-19	64.33		0.16	0.63	0.31
	P-88	J-16	J-19	65.14		0.16		
	P-32	J-27	J-19	52.62		0.13		
	P-20	J-15	J-19	74.13		0.18		
J20	P-21	J-14	J-20	65.87		0.16	0.42	0.21
	P-86	J-78	J-20	33.95		0.08		
	P-28	J-25	J-20	69.55		0.17		
J21	P-22	J-17	J-21	77.59		0.19	0.72	0.36
	P-23	J-21	J-22	68.42		0.17		
	P-26	J-24	J-21	73.41		0.18		
	P-27	J-21	J-25	72.91		0.18		
J22	P-23	J-21	J-22	68.42		0.17	0.79	0.39
	P-24	J-22	J-23	72.32		0.18		
	P-72	J-22	J-68	73.31		0.18		
	P-39	J-22	J-35	106.85		0.26		

Tableau IV.1: Calcul des débits nodaux (cas de pointe) (suite).

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur m	Qsp l/s/m	Qroute l/s	ΣQroute l/s	Qni l/s
J23	P-24	J-22	J-23	72.32	0.002	0.18	0.35	0.17
	P-25	J-23	J-24	68.36		0.17		
J24	P-26	J-24	J-21	73.41		0.18	0.61	0.30
	P-29	J-24	J-18	89.44		0.22		
	P-91	J-72	J-24	16.64		0.04		
	P-25	J-23	J-24	68.36		0.17		
J25	P-28	J-25	J-20	69.55		0.17	0.53	0.26
	P-27	J-21	J-25	72.91		0.18		
	P-73	J-68	J-25	71.01		0.18		
J26	P-31	J-26	J-27	61.63		0.15	0.27	0.13
	P-30	J-18	J-26	46.59		0.12		
J27	P-31	J-26	J-27	61.63		0.15	0.29	0.14
	P-32	J-27	J-19	52.62		0.13		
	P-92	J-71	J-27	2.45		0.01		
J28	P-34	J-28	J-29	68.49		0.17	0.44	0.22
	P-33	J-3	J-28	111.12		0.27		
J29	P-34	J-28	J-29	68.49		0.17	0.43	0.21
	P-35	J-29	J-4	103.79		0.26		
J30	P-36	J-30	J-31	32.59		0.08	0.46	0.23
	P-78	J-32	J-30	153.00		0.38		
J31	P-36	J-30	J-31	32.59		0.08	0.31	0.15
	P-37	J-32	J-31	90.97		0.22		
J32	P-78	J-32	J-30	153.00		0.38	0.75	0.37
	P-77	J-71	J-32	59.70		0.15		
	P-37	J-32	J-31	90.97		0.22		
J33	P-67	J-33	J-63	12.94		0.03	0.23	0.11
	P-38	J-33	J-34	81.72		0.20		
J34	P-38	J-33	J-34	81.72		0.20	0.33	0.16
	P-55	J-51	J-34	53.75		0.13		
J35	P-39	J-22	J-35	106.85		0.26	0.48	0.24
	P-48	J-45	J-35	33.76		0.08		
	P-40	J-35	J-36	54.57		0.13		
J36	P-40	J-35	J-36	54.57		0.13	0.21	0.11
	P-41	J-36	J-37	32.39		0.08		
J37	P-41	J-36	J-37	32.39		0.08	1.44	0.72
	P-42	J-37	J-38	57.64		0.14		
	P-50	J-37	J-46	494.97		1.22		
J38	P-42	J-37	J-38	57.64		0.14	0.22	0.11
	P-43	J-38	J-39	30.98		0.08		
J39	P-43	J-38	J-39	30.98		0.08	0.08	0.04
J40	P-49	J-45	J-40	134.12		0.33	0.33	0.16

Tableau IV.1: Calcul des débits nodaux (cas de pointe) (suite).

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur m	Qsp l/s/m	Qroute l/s	ΣQroute l/s	Qni l/s
J41	P-44	J-41	J-42	103.94	0.002	0.26	0.46	0.23
	P-45	J-41	J-43	81.43		0.20		
J42	P-44	J-41	J-42	103.94		0.26	0.26	0.13
J43	P-45	J-41	J-43	81.43		0.20	0.40	0.20
	P-46	J-43	J-44	42.22		0.10		
	P-47	J-43	J-45	40.00		0.10		
J44	P-46	J-43	J-44	42.22		0.10	0.10	0.05
J45	P-47	J-43	J-45	40.00		0.10	0.51	0.25
	P-48	J-45	J-35	33.76		0.08		
	P-49	J-45	J-40	134.12		0.33		
J46	P-50	J-37	J-46	494.97		1.22	1.64	0.82
	P-51	J-46	J-47	168.93		0.42		
J47	P-51	J-46	J-47	168.93		0.42	0.42	0.21
J48	P-52	J-48	J-49	18.81		0.05	0.70	0.35
	P-64	J-48	J-60	207.20		0.51		
	P-79	J-48	J-72	57.77		0.14		
J49	P-52	J-48	J-49	18.81		0.05	0.23	0.11
	P-53	J-49	J-50	18.64		0.05		
	P-62	J-49	J-58	55.67		0.14		
J50	P-53	J-49	J-50	18.64		0.05	0.25	0.12
	P-54	J-50	J-51	24.66		0.06		
	P-63	J-50	J-59	56.81		0.14		
J51	P-54	J-50	J-51	24.66		0.06	0.43	0.21
	P-55	J-51	J-34	53.75		0.13		
	P-56	J-51	J-52	28.78		0.07		
	P-60	J-51	J-56	66.14		0.16		
J52	P-56	J-51	J-52	28.78		0.07	0.47	0.23
	P-57	J-52	J-53	98.58		0.24		
	P-61	J-57	J-52	62.07		0.15		
J53	P-57	J-52	J-53	98.58		0.24	0.59	0.30
	P-58	J-53	J-54	141.05		0.35		
J54	P-58	J-53	J-54	141.05		0.35	0.55	0.27
	P-59	J-54	J-55	81.10		0.20		
J55	P-59	J-54	J-55	81.10		0.20	0.20	0.10
J56	P-75	J-56	J-70	77.12		0.19	0.35	0.17
	P-60	J-51	J-56	66.14		0.16		
J57	P-61	J-57	J-52	62.07		0.15	0.15	0.07
J58	P-62	J-49	J-58	55.67		0.14	0.14	0.07
J59	P-63	J-50	J-59	56.81		0.14	0.14	0.07
J60	P-64	J-48	J-60	207.20		0.51	0.67	0.34
	P-65	J-60	J-61	65.45		0.16		

Tableau IV.1: Calcul des débits nodaux (cas de pointe) (suite et fin).

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur m	Qsp l/s/m	Qroute l/s	ΣQroute l/s	Qni l/s
J61	P-65	J-60	J-61	65.45	0.002	0.16	0.26	0.13
	P-66	J-61	J-62	40.89		0.10		
J62	P-66	J-61	J-62	40.89		0.10	0.10	0.05
J63	P-67	J-33	J-63	12.94		0.03	0.26	0.13
	P-68	J-63	J-64	75.50		0.19		
	P-69	J-63	J-65	17.60		0.04		
J64	P-68	J-63	J-64	75.50		0.19	0.19	0.09
J65	P-69	J-63	J-65	17.60		0.04	0.36	0.17
	P-70	J-65	J-66	74.38		0.18		
	P-71	J-65	J-67	52.44		0.13		
J66	P-70	J-65	J-66	74.38		0.18	0.18	0.09
J67	P-71	J-65	J-67	52.44		0.13	0.13	0.06
J68	P-72	J-22	J-68	73.31		0.18	0.72	0.36
	P-73	J-68	J-25	71.01		0.18		
	P-74	J-68	J-69	147.84		0.37		
J69	P-74	J-68	J-69	147.84		0.37	0.37	0.18
J70	P-75	J-56	J-70	77.12		0.19	0.19	0.10
J71	P-77	J-71	J-32	59.70		0.15	0.91	0.46
	P-76	R-2	J-71	306.72		0.76		
	P-92	J-71	J-27	2.45		0.01		
J72	P-91	J-72	J-24	16.64		0.04	0.18	0.09
	P-79	J-48	J-72	57.77		0.14		
J73	P-80	R-3	J-73	111.38		0.28	0.79	0.39
	P-81	J-73	J-74	121.10		0.30		
	P-82	J-73	J-75	60.45		0.15		
	P-83	J-73	J-76	26.66		0.07		
J74	P-81	J-73	J-74	121.10		0.30	0.30	0.15
J75	P-82	J-73	J-75	60.45		0.15	0.15	0.07
J76	P-83	J-73	J-76	26.66		0.07	0.43	0.21
	P-84	J-76	J-77	72.75		0.18		
	P-85	J-76	J-78	73.66		0.18		
J77	P-84	J-76	J-77	72.75		0.18	0.18	0.09
J78	P-85	J-76	J-78	73.66		0.18	0.52	0.26
	P-86	J-78	J-20	33.95		0.08		
	P-87	J-78	J-79	102.74		0.25		
J79	P-87	J-78	J-79	102.74		0.25	0.25	0.13

IV.2.1.2. Cas de pointe + incendie

❖ **Débit spécifique**

La formule de calcul du débit spécifique est donnée comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Qpt}{\sum L} \text{ [L/s /ml]} \qquad \textbf{(IV.4)}$$

- ✓ **Q pte** : débit de pointe, il est égal à 18.641l/s+17l/s=35.641l/s
- ✓ **Q sp** : débit spécifique (l/s/m).
- ✓ **Σ Li** : Somme des longueurs des tronçons véhiculant un débit en route ;
  Avec Σ Li = 7552.11 ml

Tableau IV.2: Calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie).

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur m	Qsp l/s/m	Qroute l/s	ΣQroute l/s	Qni l/s
J1	P-1	J-1	J-2	95.65	0.004	0.45	1.23	0.62
	P-6	J-5	J-1	165.29		0.78		
J2	P-2	J-2	J-3	182.48		0.86	1.94	0.97
	P-4	J-4	J-2	133.30		0.63		
	P-1	J-1	J-2	95.65		0.45		
J3	P-2	J-2	J-3	182.48		0.86	1.88	0.94
	P-3	J-3	J-4	104.51		0.49		
	P-33	J-3	J-28	111.12		0.52		
J4	P-3	J-3	J-4	104.51		0.49	2.00	1.00
	P-4	J-4	J-2	133.30		0.63		
	P-5	J-4	J-5	81.72		0.39		
	P-35	J-29	J-4	103.79		0.49		
J5	P-5	J-4	J-5	81.72		0.39	1.44	0.72
	P-6	J-5	J-1	165.29		0.78		
	P-10	J-11	J-5	57.03		0.27		
J6	P-7	J-6	J-7	176.85		0.83	0.83	0.42
J7	P-7	J-6	J-7	176.85		0.83	1.50	0.75
	P-9	J-7	J-10	69.69		0.33		
	P-12	J-12	J-7	72.00		0.34		
J8	P-8	J-8	J-9	69.88		0.33	1.00	0.50
	P-15	J-13	J-8	73.55		0.35		
	P-90	J-8	J-14	68.03		0.32		
J9	P-13	J-9	J-10	72.99		0.34	0.67	0.34
	P-8	J-8	J-9	69.88		0.33		

Tableau IV.2: Calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie) (suite).

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur m	Qsp l/s/m	Qroute l/s	ΣQroute l/s	Qni l/s
J10	P-13	J-9	J-10	72.99	0.004	0.34	1.00	0.50
	P-14	J-10	J-13	69.26		0.33		
	P-9	J-7	J-10	69.69		0.33		
J11	P-11	J-11	J-12	69.71		0.33	0.92	0.46
	P-10	J-11	J-5	57.03		0.27		
	P-17	J-16	J-11	69.17		0.33		
J12	P-12	J-12	J-7	72.00		0.34	0.67	0.33
	P-11	J-11	J-12	69.71		0.33		
J13	P-14	J-10	J-13	69.26		0.33	0.99	0.49
	P-15	J-13	J-8	73.55		0.35		
	P-89	J-13	J-15	66.41		0.31		
J14	P-16	J-14	J-15	73.10		0.35	0.98	0.49
	P-90	J-8	J-14	68.03		0.32		
	P-21	J-14	J-20	65.87		0.31		
J15	P-16	J-14	J-15	73.10		0.35	1.33	0.66
	P-89	J-13	J-15	66.41		0.31		
	P-20	J-15	J-19	74.13		0.35		
	P-18	J-15	J-17	67.99		0.32		
J16	P-17	J-16	J-11	69.17		0.33	0.63	0.32
	P-88	J-16	J-19	65.14		0.31		
J17	P-18	J-15	J-17	67.99		0.32	0.69	0.34
	P-22	J-17	J-21	77.59		0.37		
J18	P-19	J-18	J-19	64.33		0.30	0.95	0.47
	P-30	J-18	J-26	46.59		0.22		
	P-29	J-24	J-18	89.44		0.42		
J19	P-19	J-18	J-19	64.33		0.30	1.21	0.60
	P-88	J-16	J-19	65.14		0.31		
	P-32	J-27	J-19	52.62		0.25		
	P-20	J-15	J-19	74.13		0.35		
J20	P-21	J-14	J-20	65.87		0.31	0.80	0.40
	P-86	J-78	J-20	33.95		0.16		
	P-28	J-25	J-20	69.55		0.33		
J21	P-22	J-17	J-21	77.59		0.37	1.38	0.69
	P-23	J-21	J-22	68.42		0.32		
	P-26	J-24	J-21	73.41		0.35		
	P-27	J-21	J-25	72.91		0.34		
J22	P-23	J-21	J-22	68.42		0.32	1.51	0.76
	P-24	J-22	J-23	72.32		0.34		
	P-72	J-22	J-68	73.31		0.35		
	P-39	J-22	J-35	106.85		0.50		

Tableau IV.2: Calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie) (suite).

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur m	Qsp l/s/m	Qroute l/s	ΣQroute l/s	Qni l/s
J23	P-24	J-22	J-23	72.32	0.004	0.34	0.66	0.33
	P-25	J-23	J-24	68.36		0.32		
J24	P-26	J-24	J-21	73.41		0.35	1.17	0.58
	P-29	J-24	J-18	89.44		0.42		
	P-91	J-72	J-24	16.64		0.08		
	P-25	J-23	J-24	68.36		0.32		
J25	P-28	J-25	J-20	69.55		0.33	1.01	0.50
	P-27	J-21	J-25	72.91		0.34		
	P-73	J-68	J-25	71.01		0.34		
J26	P-31	J-26	J-27	61.63		0.29	0.51	0.26
	P-30	J-18	J-26	46.59		0.22		
J27	P-31	J-26	J-27	61.63		0.29	0.55	0.28
	P-32	J-27	J-19	52.62		0.25		
	P-92	J-71	J-27	2.45		0.01		
J28	P-34	J-28	J-29	68.49		0.32	0.85	0.42
	P-33	J-3	J-28	111.12		0.52		
J29	P-34	J-28	J-29	68.49		0.32	0.81	0.41
	P-35	J-29	J-4	103.79		0.49		
J30	P-36	J-30	J-31	32.59		0.15	0.88	0.44
	P-78	J-32	J-30	153.00		0.72		
J31	P-36	J-30	J-31	32.59		0.15	0.58	0.29
	P-37	J-32	J-31	90.97		0.43		
J32	P-78	J-32	J-30	153.00		0.72	1.43	0.72
	P-77	J-71	J-32	59.70		0.28		
	P-37	J-32	J-31	90.97		0.43		
J33	P-67	J-33	J-63	12.94		0.06	0.45	0.22
	P-38	J-33	J-34	81.72		0.39		
J34	P-38	J-33	J-34	81.72		0.39	0.64	0.32
	P-55	J-51	J-34	53.75		0.25		
J35	P-39	J-22	J-35	106.85		0.50	0.92	0.46
	P-48	J-45	J-35	33.76		0.16		
	P-40	J-35	J-36	54.57		0.26		
J36	P-40	J-35	J-36	54.57		0.26	0.41	0.21
	P-41	J-36	J-37	32.39		0.15		
J37	P-41	J-36	J-37	32.39		0.15	2.76	1.38
	P-42	J-37	J-38	57.64		0.27		
	P-50	J-37	J-46	494.97		2.34		
J38	P-42	J-37	J-38	57.64		0.27	0.42	0.21
	P-43	J-38	J-39	30.98		0.15		
J39	P-43	J-38	J-39	30.98		0.15	0.15	0.07
J40	P-49	J-45	J-40	134.12		0.63	0.63	0.32

Tableau IV.2: Calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie) (suite).

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur m	Qsp l/s/m	Qroute l/s	ΣQroute l/s	Qni l/s
J41	P-44	J-41	J-42	103.94	0.004	0.49	0.87	0.44
	P-45	J-41	J-43	81.43		0.38		
J42	P-44	J-41	J-42	103.94		0.49	0.49	0.25
J43	P-45	J-41	J-43	81.43		0.38	0.77	0.39
	P-46	J-43	J-44	42.22		0.20		
	P-47	J-43	J-45	40.00		0.19		
J44	P-46	J-43	J-44	42.22		0.20	0.20	0.10
J45	P-47	J-43	J-45	40.00		0.19	0.98	0.49
	P-48	J-45	J-35	33.76		0.16		
	P-49	J-45	J-40	134.12		0.63		
J46	P-50	J-37	J-46	494.97		2.34	3.13	1.57
	P-51	J-46	J-47	168.93		0.80		
J47	P-51	J-46	J-47	168.93		0.80	0.80	0.40
J48	P-52	J-48	J-49	18.81		0.09	1.34	0.67
	P-64	J-48	J-60	207.20		0.98		
	P-79	J-48	J-72	57.77		0.27		
J49	P-52	J-48	J-49	18.81		0.09	0.44	0.22
	P-53	J-49	J-50	18.64		0.09		
	P-62	J-49	J-58	55.67		0.26		
J50	P-53	J-49	J-50	18.64		0.09	0.47	0.24
	P-54	J-50	J-51	24.66		0.12		
	P-63	J-50	J-59	56.81		0.27		
J51	P-54	J-50	J-51	24.66		0.12	0.82	0.41
	P-55	J-51	J-34	53.75		0.25		
	P-56	J-51	J-52	28.78		0.14		
	P-60	J-51	J-56	66.14		0.31		
J52	P-56	J-51	J-52	28.78		0.14	0.89	0.45
	P-57	J-52	J-53	98.58		0.47		
	P-61	J-57	J-52	62.07		0.29		
J53	P-57	J-52	J-53	98.58		0.47	1.13	0.57
	P-58	J-53	J-54	141.05		0.67		
J54	P-58	J-53	J-54	141.05		0.67	1.05	0.52
	P-59	J-54	J-55	81.10		0.38		
J55	P-59	J-54	J-55	81.10		0.38	0.38	0.19
J56	P-75	J-56	J-70	77.12		0.36	0.68	0.34
	P-60	J-51	J-56	66.14		0.31		
J57	P-61	J-57	J-52	62.07		0.29	0.29	0.15
J58	P-62	J-49	J-58	55.67		0.26	0.26	0.13
J59	P-63	J-50	J-59	56.81		0.27	0.27	0.13
J60	P-64	J-48	J-60	207.20		0.98	1.29	0.64
	P-65	J-60	J-61	65.45		0.31		

Tableau IV.2: Calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie) (suite et fin).

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur m	Qsp l/s/m	Qroute l/s	ΣQroute l/s	Qni l/s
J61	P-65	J-60	J-61	65.45	0.004	0.31	0.50	0.25
	P-66	J-61	J-62	40.89		0.19		
J62	P-66	J-61	J-62	40.89		0.19	0.19	0.10
J63	P-67	J-33	J-63	12.94		0.06	0.50	0.25
	P-68	J-63	J-64	75.50		0.36		
	P-69	J-63	J-65	17.60		0.08		
J64	P-68	J-63	J-64	75.50		0.36	0.36	0.18
J65	P-69	J-63	J-65	17.60		0.08	0.68	0.34
	P-70	J-65	J-66	74.38		0.35		
	P-71	J-65	J-67	52.44		0.25		
J66	P-70	J-65	J-66	74.38		0.35	0.35	0.18
J67	P-71	J-65	J-67	52.44		0.25	0.25	0.12
J68	P-72	J-22	J-68	73.31		0.35	1.38	0.69
	P-73	J-68	J-25	71.01		0.34		
	P-74	J-68	J-69	147.84		0.70		
J69	P-74	J-68	J-69	147.84		0.70	0.70	0.35
J70	P-75	J-56	J-70	77.12		0.36	0.36	0.18
J71	P-77	J-71	J-32	59.70		0.28	1.74	0.87
	P-76	R-2	J-71	306.72		1.45		
	P-92	J-71	J-27	2.45		0.01		
J72	P-91	J-72	J-24	16.64		0.08	0.35	0.18
	P-79	J-48	J-72	57.77		0.27		
J73	P-80	R-3	J-73	111.38		0.53	1.51	0.75
	P-81	J-73	J-74	121.10		0.57		
	P-82	J-73	J-75	60.45		0.29		
	P-83	J-73	J-76	26.66		0.13		
J74	P-81	J-73	J-74	121.10		0.57	0.57	0.29
J75	P-82	J-73	J-75	60.45		0.29	0.29	0.14
J76	P-83	J-73	J-76	26.66		0.13	0.82	0.41
	P-84	J-76	J-77	72.75		0.34		
	P-85	J-76	J-78	73.66		0.35		
J77	P-84	J-76	J-77	72.75		0.34	0.34	0.17
J78	P-85	J-76	J-78	73.66		0.35	1.00	0.50
	P-86	J-78	J-20	33.95		0.16		
	P-87	J-78	J-79	102.74		0.48		
J79	P-87	J-78	J-79	102.74		0.48	0.48	0.24

IV.2.2. MODELISATION HYDRAULIQUE DU RESEAU DE DISTRIBUTION EXISTANT

– **Formule de perte de charge utilisée**

WATERCAD permet d'utiliser plusieurs équations de calcul des pertes de charges (HAZEN-Williams, DARCY-Weisbach, Chezy-Manning…). Dans notre réseau, on opte pour l'équation de HAZEN-Williams, dont le coefficient (CHW) est déterminé en fonction du type de matériaux utilisés selon l'équation suivante :

$$J=10{,}69\frac{\left(\frac{Q}{CHw}\right)^{1{,}582}}{D^{4.871}} \qquad \textbf{(IV.5)}$$

- ✓ ***J* :** perte de charge linéaire (m).
- ✓ **D :** diamètre de la conduite (m).
- ✓ **Q :** débit véhiculé (m3 /s).
- ✓ **CHW:** coefficient de HAZEN-WILLIAMS (donné par logiciel).

IV.2.3. FICHIERS DES RESULTATS DE SIMULATION

- ✓ **Cas de pointe**

Tableau IV.3: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
P-1	J-1	J-2	125	0.93	0.08	95.65
P-2	J-2	J-3	110	0.37	0.19	182.48
P-3	J-3	J-4	80	-0.27	0.22	104.51
P-4	J-4	J-2	100	-0.05	0.04	133.3
P-5	J-4	J-5	110	-1.03	0.82	81.72
P-6	J-5	J-1	110	1.25	0.64	165.29
P-7	J-6	J-7	125	-0.22	0.02	176.85
P-8	J-8	J-9	80	3.08	0.7	69.88
P-9	J-7	J-10	80	-5.56	1.26	69.69
P-10	J-11	J-5	100	2.65	0.42	57.03
P-11	J-11	J-12	100	-4.77	0.75	69.71
P-12	J-12	J-7	125	-4.95	0.4	72
P-13	J-9	J-10	75	2.9	0.66	72.99
P-14	J-10	J-13	75	-2.92	0.66	69.26
P-15	J-13	J-8	63	-1.93	0.62	73.55
P-16	J-14	J-15	125	12.42	1.01	73.1
P-17	J-16	J-11	75	-1.88	0.42	69.17
P-18	J-15	J-17	90	-1.71	0.27	67.99
P-19	J-18	J-19	63	1.61	0.52	64.33
P-20	J-15	J-19	90	12.53	1.97	74.13
P-21	J-14	J-20	125	-17.94	1.46	65.87
P-22	J-17	J-21	90	-1.89	0.3	77.59
P-23	J-21	J-22	110	0.91	0.1	68.42
P-24	J-22	J-23	75	2.44	0.55	72.32
P-25	J-23	J-24	90	2.27	0.36	68.36
P-26	J-24	J-21	110	-7.85	0.83	73.41
P-27	J-21	J-25	125	-11	0.9	72.91
P-28	J-25	J-20	125	-17.02	1.39	69.55
P-29	J-24	J-18	75	6.16	1.39	89.44
P-30	J-18	J-26	40	4.3	1.38	46.59
P-31	J-26	J-27	40	4.17	3.32	61.63
P-32	J-27	J-19	63	-15.53	4.98	52.62
P-33	J-3	J-28	110	0.16	0.05	111.12
P-34	J-28	J-29	110	-0.07	0.02	68.49
P-35	J-29	J-4	40	-0.28	0.22	103.79
P-37	J-32	J-31	125	0.22	0.02	90.97

Tableau IV.3: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe) (suite).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
P-38	J-33	J-34	63	-0.68	0.22	81.72
P-39	J-22	J-35	90	3.28	0.52	106.85
P-40	J-35	J-36	90	2.01	0.32	54.57
P-41	J-36	J-37	90	1.9	0.3	32.39
P-42	J-37	J-38	50	0.15	0.08	57.64
P-43	J-38	J-39	40	0.04	0.03	30.98
P-44	J-41	J-42	40	0.13	0.1	103.94
P-45	J-41	J-43	50	-0.36	0.18	81.43
P-46	J-43	J-44	40	0.05	0.04	42.22
P-47	J-43	J-45	50	-0.61	0.31	40
P-48	J-45	J-35	75	-1.03	0.23	33.76
P-49	J-45	J-40	50	0.17	0.08	134.12
P-50	J-37	J-46	60	1.03	0.36	494.97
P-51	J-46	J-47	50	0.21	0.11	168.93
P-52	J-48	J-49	75	2.69	0.61	18.81
P-53	J-49	J-50	75	2.5	0.57	18.64
P-54	J-50	J-51	90	2.31	0.11	24.66
P-55	J-51	J-34	110	0.84	0.04	53.75
P-56	J-51	J-52	75	0.98	0.22	28.78
P-57	J-52	J-53	50	0.67	0.34	98.58
P-58	J-53	J-54	50	0.37	0.19	141.05
P-59	J-54	J-55	40	0.1	0.08	81.1
P-60	J-51	J-56	75	0.27	0.06	66.14
P-61	J-57	J-52	50	-0.08	0.04	62.07
P-62	J-49	J-58	40	0.07	0.05	55.67
P-63	J-50	J-59	40	0.07	0.06	56.81
P-64	J-48	J-60	50	0.52	0.26	207.2
P-65	J-60	J-61	40	0.18	0.14	65.45
P-66	J-61	J-62	40	0.05	0.04	40.89
P-67	J-33	J-63	40	0.56	0.44	12.94
P-68	J-63	J-64	40	0.09	0.07	75.5
P-69	J-63	J-65	40	0.33	0.27	17.6
P-70	J-65	J-66	40	0.09	0.07	74.38
P-71	J-65	J-67	40	0.06	0.05	52.44
P-72	J-22	J-68	110	-5.21	0.55	73.31
P-73	J-68	J-25	110	-5.76	0.61	71.01
P-74	J-68	J-69	110	0.18	0.02	147.84
P-75	J-56	J-70	40	0.1	0.08	77.12
P-76	R-2	J-71	100	-18.34	1.65	306.72

Tableau IV.3: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe) (suite)

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
P-78	J-32	J-30	110	0.16	0.02	153
P-79	J-48	J-72	75	-3.56	0.81	57.77
P-80	R-1	J-73	125	36.48	2.35	111.38
P-81	J-73	J-74	40	0.15	0.12	121.1
P-82	J-73	J-75	40	0.07	0.06	60.45
P-83	J-73	J-76	125	35.86	1.14	26.66
P-84	J-76	J-77	40	0.09	0.07	72.75
P-85	J-76	J-78	125	35.56	1.13	73.66
P-86	J-78	J-20	150	35.17	1.12	33.95
P-87	J-78	J-79	40	0.13	0.1	102.74
P-88	J-16	J-19	80	1.71	0.34	65.14
P-89	J-13	J-15	80	-1.25	0.25	66.41
P-90	J-8	J-14	125	-5.27	0.43	68.03
P-91	J-72	J-24	75	-3.65	0.83	16.64
P-92	J-71	J-27	63	-19.56	5.27	2.45

Les résultats de calculs des pressions aux nœuds en cas de pointe sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe).

Nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	Pression (mce)
J-1	848.23	0.32	891.13	42.8
J-2	841.63	0.51	891.13	49.4
J-3	828.75	0.49	890.95	62.1
J-4	840.36	0.52	891.12	50.7
J-5	846.7	0.38	892.65	45.9
J-6	856.48	0.22	893.29	36.7
J-7	858.62	0.39	893.3	34.6
J-8	870.97	0.26	895.59	24.6
J-9	869.45	0.18	895.13	25.6
J-10	860.76	0.26	894.69	33.9
J-11	853.05	0.24	892.77	39.6
J-12	852.47	0.18	893.2	40.6
J-13	861.08	0.26	895.11	34
J-14	870.69	0.26	895.73	25
J-15	861.43	0.35	895.19	33.7
J-16	852.23	0.17	892.58	40.3
J-17	861.9	0.18	895.25	33.3
J-18	852.24	0.25	892.74	40.4
J-19	852.26	0.32	892.44	40.1
J-20	871.68	0.21	896.69	25
J-21	860	0.36	895.34	35.3
J-22	858.53	0.4	895.33	36.7
J-23	851.95	0.17	895.02	43
J-24	852.52	0.31	894.91	42.3
J-25	870.34	0.26	895.77	25.4
J-26	847.29	0.13	891.39	44
J-27	843.25	0.14	875.93	32.6
J-28	825.66	0.22	890.94	65.2
J-29	833.38	0.21	890.95	57.4
J-30	838.12	0.23	874.18	36
J-31	840.64	0.15	874.18	33.5
J-32	835.85	0.38	874.18	38.3
J-33	833.25	0.12	893.94	60.6
J-34	833.56	0.17	894.02	60.3
J-35	854.12	0.24	895	40.8
J-36	850.53	0.11	894.93	44.3
J-37	850.26	0.72	894.9	44.5

Tableau IV.4: Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe) (suite).

Nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	Pression (mce)
J-38	851.56	0.11	894.89	43.2
J-39	854.38	0.04	894.88	40.4
J-40	858.68	0.17	894.94	36.2
J-41	861.93	0.23	894.8	32.8
J-42	860.16	0.13	894.76	34.5
J-43	860.23	0.2	894.87	34.6
J-44	861.19	0.05	894.87	33.6
J-45	856.89	0.26	894.97	38
J-46	828.58	0.82	893.61	64.9
J-47	839.34	0.21	893.55	54.1
J-48	846.25	0.35	894.2	47.9
J-49	843.96	0.12	894.11	50
J-50	841.69	0.12	894.02	52.2
J-51	838.01	0.21	894.02	55.9
J-53	827.01	0.3	893.71	66.6
J-54	824.56	0.27	893.58	68.9
J-55	827.03	0.1	893.55	66.4
J-56	834.23	0.18	894.01	59.7
J-57	832.11	0.08	893.99	61.8
J-58	838.23	0.07	894.1	55.8
J-60	834.51	0.34	893.84	59.2
J-61	840.16	0.13	893.79	53.5
J-62	841.23	0.05	893.78	52.4
J-63	830.78	0.13	893.86	63
J-64	830.82	0.09	893.85	62.9
J-65	830.15	0.18	893.82	63.5
J-66	831.26	0.09	893.8	62.4
J-67	833.27	0.06	893.81	60.4
J-68	865.97	0.36	895.53	29.5
J-69	879.46	0.18	895.53	16
J-70	830.26	0.1	894	63.6
J-71	843.26	0.46	874.4	31.1
J-72	850.83	0.09	894.71	43.8
J-73	878.26	0.39	897.39	19.1
J-74	876.26	0.15	897.32	21
J-75	876.36	0.07	897.38	21
J-76	875.69	0.21	897.25	21.5
J-77	875.36	0.09	897.23	21.8
J-78	875.23	0.26	896.86	21.6
J-79	872.36	0.13	896.82	24.4

- ✓ **Cas de pointe+ incendie**

Dans ce cas, le calcul est effectué de la même manière que dans le cas précédent. Cependant, il est essentiel de garantir que le débit d'incendie fourni par le réservoir (17 l/s) soit positionné au point le plus critique, qui en l'occurrence est le nœud J-6, où le débit est de 17,42l/s. Les résultats de la simulation sont présentés comme suit :

Tableau IV.5: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau

(Cas de pointe+incendie).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
P-1	J-1	J-2	125	1.78	0.15	95.65
P-2	J-2	J-3	110	0.71	0.36	182.48
P-3	J-3	J-4	80	-0.52	0.42	104.51
P-4	J-4	J-2	100	-0.09	0.08	133.3
P-5	J-4	J-5	110	-1.96	1.56	81.72
P-6	J-5	J-1	110	2.4	1.22	165.29
P-7	J-6	J-7	125	-0.42	0.03	176.85
P-8	J-8	J-9	80	3.97	0.9	69.88
P-9	J-7	J-10	80	-6.75	1.53	69.69
P-10	J-11	J-5	100	5.07	0.8	57.03
P-11	J-11	J-12	100	-5.25	0.82	69.71
P-12	J-12	J-7	125	-5.58	0.45	72
P-13	J-9	J-10	75	3.63	0.82	72.99
P-14	J-10	J-13	75	-3.62	0.82	69.26
P-15	J-13	J-8	63	-2.5	0.8	73.55
P-16	J-14	J-15	125	16.2	1.32	73.1
P-17	J-16	J-11	75	0.29	0.07	69.17
P-18	J-15	J-17	90	-0.05	0.01	67.99
P-19	J-18	J-19	63	1.68	0.54	64.33
P-20	J-15	J-19	90	13.97	2.2	74.13
P-21	J-14	J-20	125	-23.66	1.93	65.87
P-22	J-17	J-21	90	-0.39	0.06	77.59
P-23	J-21	J-22	110	3.05	0.32	68.42
P-24	J-22	J-23	75	3.28	0.74	72.32
P-25	J-23	J-24	90	2.95	0.46	68.36
P-26	J-24	J-21	110	-10.89	1.15	73.41
P-27	J-21	J-25	125	-15.02	1.22	72.91
P-28	J-25	J-20	125	-23.82	1.94	69.55
P-29	J-24	J-18	75	6.29	1.42	89.44

Tableau IV.5: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau

(Cas de pointe+incendie) (suite).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
P-30	J-18	J-26	40	4.13	1.32	46.59
P-31	J-26	J-27	40	3.87	3.08	61.63
P-32	J-27	J-19	63	-14.44	4.63	52.62
P-33	J-3	J-28	110	0.3	0.1	111.12
P-34	J-28	J-29	110	-0.13	0.04	68.49
P-35	J-29	J-4	40	-0.53	0.42	103.79
P-36	J-30	J-31	125	-0.12	0.01	32.59
P-37	J-32	J-31	110	0.42	0.04	90.97
P-38	J-33	J-34	63	-1.29	0.41	81.72
P-39	J-22	J-35	90	6.27	0.99	106.85
P-40	J-35	J-36	90	3.83	0.6	54.57
P-41	J-36	J-37	90	3.63	0.57	32.39
P-42	J-37	J-38	50	0.28	0.14	57.64
P-43	J-38	J-39	40	0.07	0.06	30.98
P-44	J-41	J-42	40	0.25	0.2	103.94
P-45	J-41	J-43	50	-0.68	0.35	81.43
P-46	J-43	J-44	40	0.1	0.08	42.22
P-47	J-43	J-45	50	-1.17	0.6	40
P-48	J-45	J-35	75	-1.98	0.45	33.76
P-49	J-45	J-40	50	0.32	0.16	134.12
P-50	J-37	J-46	60	1.97	0.7	494.97
P-51	J-46	J-47	50	0.4	0.2	168.93
P-52	J-48	J-49	75	5.14	1.16	18.81
P-53	J-49	J-50	75	4.79	1.08	18.64
P-54	J-50	J-51	160	4.42	0.22	24.66
P-55	J-51	J-34	160	1.61	0.08	53.75
P-56	J-51	J-52	75	1.87	0.42	28.78
P-57	J-52	J-53	50	1.28	0.65	98.58
P-58	J-53	J-54	50	0.72	0.36	141.05
P-59	J-54	J-55	40	0.19	0.15	81.1
P-60	J-51	J-56	75	0.52	0.12	66.14
P-61	J-57	J-52	50	-0.15	0.07	62.07
P-62	J-49	J-58	40	0.13	0.1	55.67
P-63	J-50	J-59	40	0.13	0.11	56.81
P-64	J-48	J-60	50	0.99	0.5	207.2
P-65	J-60	J-61	40	0.35	0.28	65.45
P-66	J-61	J-62	40	0.1	0.08	40.89
P-67	J-33	J-63	40	1.07	0.85	12.94

Tableau IV.5: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau

(Cas de pointe+incendie) (suite).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
P-68	J-63	J-64	40	0.18	0.14	75.5
P-69	J-63	J-65	40	0.64	0.51	17.6
P-70	J-65	J-66	40	0.18	0.14	74.38
P-71	J-65	J-67	110	0.12	0.1	52.44
P-72	J-22	J-68	110	-7.26	0.76	73.31
P-73	J-68	J-25	110	-8.3	0.87	71.01
P-74	J-68	J-69	40	0.35	0.04	147.84
P-75	J-56	J-70	100	0.18	0.14	77.12
P-76	R-2	J-71	160	-15.72	0.78	306.72
P-77	J-71	J-32	50	1.45	0.74	59.7
P-78	J-32	J-30	110	0.31	0.03	153
P-79	J-48	J-72	75	-6.8	1.54	57.77
P-80	R-3	J-73	125	50.38	1.6	111.38
P-81	J-73	J-74	40	0.29	0.23	121.1
P-82	J-73	J-75	40	0.14	0.11	60.45
P-83	J-73	J-76	125	49.2	1.57	26.66
P-84	J-76	J-77	40	0.17	0.14	72.75
P-85	J-76	J-78	125	48.62	1.55	73.66
P-86	J-78	J-20	150	47.88	1.52	33.95
P-87	J-78	J-79	40	0.24	0.19	102.74
P-88	J-16	J-19	80	-0.61	0.12	65.14
P-89	J-13	J-15	80	-1.61	0.32	66.41
P-90	J-8	J-14	125	-6.97	0.57	68.03
P-91	J-72	J-24	75	-6.97	1.58	16.64
P-92	J-71	J-27	63	-18.04	5.79	2.45

Tableau IV.6: Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe+incendie)

Nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	Pression (mce)
J-1	848.23	0.62	884.36	36.1
J-2	841.63	0.97	884.34	42.6
J-3	828.75	0.94	883.75	54.9
J-4	840.36	1	884.31	43.9
J-5	846.7	0.72	889.37	42.6
J-6	856.48	17.42	890.4	33.9
J-7	858.62	0.75	890.4	31.7
J-8	870.97	0.5	893.81	22.8
J-9	869.45	0.34	893.07	23.6
J-10	860.76	0.5	892.4	31.6
J-11	853.05	0.46	889.77	36.6
J-12	852.47	0.33	890.28	37.7
J-13	861.08	0.49	893.03	31.9
J-14	870.69	0.49	894.04	23.3
J-15	861.43	0.66	893.16	31.7
J-16	852.23	0.32	889.77	37.5
J-17	861.9	0.34	893.16	31.2
J-18	852.24	0.47	890.12	37.8
J-19	852.26	0.6	889.79	37.5
J-20	871.68	0.4	895.64	23.9
J-21	860	0.69	893.16	33.1
J-22	858.53	0.76	893.09	34.5
J-23	851.95	0.33	892.55	40.5
J-24	852.52	0.58	892.37	39.8
J-25	870.34	0.5	893.93	23.5
J-26	847.29	0.26	888.87	41.5
J-27	843.25	0.28	875.37	32.1
J-28	825.66	0.42	883.72	57.9
J-29	833.38	0.41	883.73	50.2
J-30	838.12	0.44	873.34	35.1
J-31	840.64	0.29	873.34	32.6
J-32	835.85	0.72	873.34	37.4
J-33	833.25	0.22	889.16	55.8
J-34	833.56	0.32	889.41	55.7
J-35	854.12	0.46	891.99	37.8
J-36	850.53	0.21	891.77	41.2
J-37	850.26	1.38	891.65	41.3
J-38	851.56	0.21	891.61	40
J-39	854.38	0.07	891.61	37.2

Tableau IV.6: Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe+incendie) (suite et fin).

Nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	Pression (mce)
J-40	858.68	0.32	891.8	33.1
J-41	861.93	0.44	891.33	29.3
J-42	860.16	0.25	891.19	31
J-43	860.23	0.39	891.57	31.3
J-44	861.19	0.1	891.56	30.3
J-45	856.89	0.49	891.89	34.9
J-46	828.58	1.57	887.36	58.7
J-47	839.34	0.4	887.18	47.7
J-48	846.25	0.67	890.03	43.7
J-49	843.96	0.22	889.71	45.7
J-50	841.69	0.24	889.43	47.6
J-51	838.01	0.41	889.42	51.3
J-52	834	0.45	889.34	55.2
J-53	827.01	0.57	888.4	61.3
J-54	824.56	0.52	887.95	63.3
J-55	827.03	0.19	887.88	60.7
J-56	834.23	0.34	889.4	55.1
J-57	832.11	0.15	889.33	57.1
J-58	838.23	0.13	889.68	51.4
J-59	838.46	0.13	889.4	50.8
J-60	834.51	0.64	888.81	54.2
J-61	840.16	0.25	888.64	48.4
J-62	841.23	0.1	888.63	47.3
J-63	830.78	0.25	888.9	58
J-64	830.82	0.18	888.84	57.9
J-65	830.15	0.34	888.76	58.5
J-66	831.26	0.18	888.71	57.3
J-67	833.27	0.12	888.74	55.4
J-68	865.97	0.69	893.46	27.4
J-69	879.46	0.35	893.46	14
J-70	830.26	0.18	889.34	59
J-71	843.26	0.87	874.05	30.7
J-72	850.83	0.18	891.71	40.8
J-73	878.26	0.75	896.89	18.6
J-74	876.26	0.29	896.68	20.4
J-75	876.36	0.14	896.86	20.5
J-76	875.69	0.41	896.63	20.9
J-77	875.36	0.17	896.58	21.2
J-78	875.23	0.5	895.95	20.7
J-79	872.36	0.24	895.81	23.4

IV.2.4. INTERPRETATIONS DES RESULTATS DE SIMULATION

Le réseau d'alimentation en eau potable de l'agglomération pose de nombreux problèmes de point de vue hydraulique, dues aux accroissements démographiques, et au mode d'exploitation du système d'alimentation en eau et le surdimensionnement ou le sous dimensionnement de réseau de distribution.

- **Cas de pointe**

Dans la région de Si Mahdjoub, le système de distribution présente divers problèmes qui perturbent le fonctionnement efficace de l'approvisionnement en eau potable.

Après la simulation, on constate :

- **Répartition des pressions**

Les pressions obtenues sont favorables c.-à-d. entre 2 bars et 6 bars ;

Il y'a aussi des pressions sont supérieures à 6 bar comme les nœuds J-3, J-25, J-46, J-53, J-54, J-55 ….

- **Répartition des vitesses**

Étant donné que les vitesses d'écoulement admissibles dans les différents tronçons varient entre 0,5 m/s et 1,5 m/s, il est à noter que le réseau de distribution de la ville présente des vitesses très en deçà de ces valeurs, allant de 0,01 m/s à 0,30 m/s. Ces faibles vitesses sont observées dans des conduites telles que p-1, p-2, p-3, p-4, p-7, p-23, p-33, p-34, p-42, p-43, …… Avec des valeurs respectives de 0,08 m/s, 0,19 m/s, 0,22 m/s, 0,04 m/s, 0,02 m/s, 0,1 m/s, 0,05 m/s, 0,02 m/s, 0,08 m/s et 0,03 m/s.

D'autre part, il existe également des tronçons où les vitesses sont satisfaisantes, se situant entre 0,5 m/s et 1,5 m/s, comme c'est le cas pour p-5, p-6, p-9, p-16, p-28, p-29, p-30, etc. Cependant, il a été remarqué que dans certains tronçons tels que p-80, p-76, p-31, la vitesse d'écoulement dépasse largement 1,5 m/s, atteignant même sa valeur maximale de 4,98 m/s dans le tronçon P-32.

En ce qui concerne les conduites, il est important de noter que les vitesses d'écoulement réduites favorisent l'accumulation de tartre, entraînant ainsi l'obstruction des conduites. À l'inverse, les vitesses élevées provoquent une fatigue de la conduite et une usure prématurée.

- **Matériau des conduites**

Le matériau des conduites est l'amiante ciment, le PEHD, le PVC et l'acier.

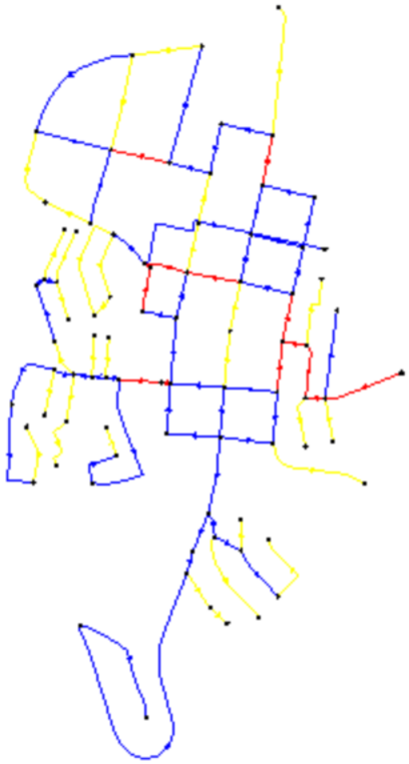


Légende	
Vitesse faible v<0.5m/s	
Vitesse acceptable 0.5<v<1.5m/s	
Vitesse forte v>1.5m/s	

Figure IV.14 : résultat de simulation (cas de pointe).

- **Cas de pointe + incendie**

Dans ce cas, il a été observé que le comportement hydraulique du réseau est similaire à celui du cas précédent, à l'exception d'une amélioration de la vitesse dans les tronçons p-34, p-24… Cependant, il est important de noter qu'il y a une diminution de la pression dans certains nœuds tels que j-69, j-66, j-49, j-45… parmi d'autres.



Légende	
Vitesse faible v<0.5m/s	
Vitesse acceptable 0.5<v<1.5m/s	
Vitesse forte v>1.5m/s	

Figure IV.15 : résultat de simulation (cas de pointe+incendie).

IV.3. Conclusion

En plus des lacunes observées du point de vue hydraulique, les gestionnaires de réseaux sur le terrain ont signalé diverses anomalies, à savoir :

a) Une détérioration de la qualité de l'eau dans le réseau ;
b) Une augmentation du nombre de fuites enregistrées ;
c) Une évolution de la demande en eau ;
d) Des plaintes des abonnés concernant une pression insuffisante ou une mauvaise qualité de l'eau ;
e) Une dégradation visible des conduites.

Afin de résoudre les problèmes de gestion quotidienne et de planification, qu'ils soient à court ou à long terme, les chapitres suivants seront consacrés au redimensionnement du réseau de distribution et dimensionnement un nouveau réseau pour le pôle urbain.

CHAPITRE V :

DIMENSIONNEMNET DU RESEAU DE DISTRIBUTION A L'HORIZON

INTRODUCTION

Après avoir confirmé les différentes anomalies du réseau existant, le redimensionnement du réseau à l'horizon d'étude 2053 en incluant la zone d'extension sera effectué dans ce chapitre.

V.1. CHOIX DU TYPE DE RESEAU

Selon la taille et l'importance de l'agglomération, on peut identifier trois types de schémas de réseaux de distribution : les réseaux ramifiés, les réseaux maillés, et les réseaux combinés (combinant des éléments ramifiés et maillés). Dans le cadre de notre étude, le schéma de réseau choisi est le réseau combiné. [4]

Dans ce type de réseau, certaines parties sont organisées de manière ramifiée, ce qui signifie qu'elles se ramifient en différentes branches ou conduites principales, tandis que d'autres parties sont organisées de manière maillée, ce qui permet la formation de boucles ou de connexions interconnectées. Cette combinaison offre généralement une meilleure redondance et résilience du réseau, car elle permet de maintenir la distribution même en cas de panne dans l'une des branches. Les réseaux combinés sont souvent conçus pour optimiser l'efficacité de la distribution tout en garantissant une fiabilité accrue.

Pour notre projet, nous avons apporté des modifications significatives au schéma du réseau existant en ajoutant de nouvelles mailles. Ceci a été fait en prenant en considération la répartition spatiale des constructions existantes et des extensions prévues dans le plan d'aménagement à long terme de la ville (jusqu'en 2053).

V.2. CHOIX DU SCHEMA DU RESEAU DE DISTRIBUTION

A cause de l'insuffisance qu'on a enregistrée dans le réseau de distribution de l'état actuel et à cause de déficit d'eau à l'horizon 2053 on a proposé que le système d'alimentation en eau potable de l'agglomération du Si Mahdjoub soit comme cette variante :

Cette variante est basée sur le système de « ZONING », offrant une indépendance dans le temps et dans l'espace des zones en matière d'approvisionnement en eau potable. Aussi, cette variante, permet une meilleure maîtrise et gestion des réseaux.

Sur cette base, la variante consiste à la division du réseau de distribution de Si-Mahdjoub en trois (03) zones bien distinctes, ayant chacune son propre réseau de distribution. Ces trois zones sont alimentées d'amont en aval à partir de trois réservoirs à savoir le réservoir 200 M3, le réservoir 90M3 et le réservoir 100M3 du pole(projeté) ce dernier est alimenté à partir de point de piquage (barrage ghrib) par un débit 11.11 l/s.
Ces trois zones se présentent comme suit :

1. ZONE N°01

Constituée de (14) mailles, cette zone est alimentée à partir du réservoir 100 M3 (projeté) qui alimente le pole urbain et quelque habitation dans la zone haut de centre-ville de Si-Mahdjoub.

2. ZONE N°02

Constituée de (04) mailles, cette zone est alimentée à partir de réservoir 90 M3 et qui alimente la zone base de centre-ville de Si-Mahdjoub.

3. ZONE N°03

Constituée de (18) mailles, cette zone est alimentée à partir de réservoir 200 M3 et qui alimente la zone haut de centre-ville de Si-Mahdjoub.

NB :

On a placé trois vannes d'interconnexions entre les zones, en cas d'arrêt de l'un des trois réservoirs la zone concerné est alimentée à partir de deux autres zones, en ouvrant les vannes d'interconnexion.

V.3. PRINCIPE DU TRACE DU RESEAU

Le processus de tracé du réseau se déroule de la manière suivante :

- En premier lieu, il est essentiel d'identifier les utilisateurs de grande envergure, tels que les usines.
- Ensuite, repérez les zones résidentielles présentant une densité de population significative.
- Définissez le trajet principal (direction) permettant d'assurer la distribution à ces utilisateurs majeurs.
- Suivant cette direction, tracez les conduites principales en parallèle les unes aux autres.
- Il est important de répartir soigneusement ces conduites principales afin d'obtenir une distribution d'eau optimale.
- Pour approvisionner l'intérieur des quartiers, reliez ces conduites principales les unes aux autres au moyen de conduites secondaires, créant ainsi des boucles ou des mailles.

V.4. CHOIX DU MATERIAU DES CONDUITES

Le choix du matériau à utiliser dépend de plusieurs facteurs, notamment la pression, l'agressivité des eaux et du sol, ainsi que des considérations économiques telles que le coût et la disponibilité sur le marché. De plus, il est essentiel de prendre en compte la compatibilité du matériau avec les éléments auxquels la conduite sera connectée, tels que les joints, les coudes et les vannes.

Parmi les matériaux possibles, on peut citer l'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité). Le choix final du matériau doit être soigneusement réfléchi en fonction de ces considérations pour garantir une performance optimale du système de conduite.

En se basant sur les nombreux avantages qu'offrent les conduites en P.E.H.D, notre projet choisit cette option.

Les avantages

- Bonne résistance à la corrosion,
- Disponibilité sur le marché,
- Facilité de pose (bonne flexibilité),
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite),
- La conduite étant auto butée on supprime quasiment tout massif de butée,

- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible),
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°c.

Les inconvénients

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

V.5. CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU DE DISTRIBUTION POUR L'HORIZON 2053

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

- ✓ Cas de pointe.
- ✓ Cas de pointe plus incendie.

NB :

Pour déterminer le débit de pointe de chaque zone il faut déterminer le nombre d'habitants de chaque zone, mais en vue de manque des données on ne peut pas calculer le débit de pointe de chaque zone, et c'est pour ça qu'on calcule le débit de pointe pour la totalité des zones.

V.5.1. Calcul des debits

- **Détermination du débit spécifique**

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, on suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau:

$$Qsp = Q\ pointe / \Sigma\ Li$$

Q pointe : Débit de pointe calculé dans le chapitre II (l/s) ;

Q sp : Débit spécifique (l/s/m) ;

Σ Li: Somme des longueurs du tronçon (m).

Tableau V.1 : Détermination de débit spécifique

Q Pointe (l/s)	34.86
Σ Li (m)	12260.75
qsp (l/s/m)	0.003

- **Calcul des débits en route**

Le débit en route est défini comme la distribution uniforme du débit le long d'une section de réseau, et il est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{ri} = Q_{sp} * Li$$

Avec :

Q ri : Débit en route dans le tronçon i (l/s) ;

Qsp : Débit spécifique (l/s/m) ;

Li : Longueur du tronçon (m).

- **Détermination des débits nodaux**

Il s'agit du débit focalisé à chaque point de raccordement des conduites du réseau, et sa détermination se fait de la manière suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 \Sigma Q_{ri-k} + \Sigma Q_{ci}$$

Où :

Q ni : Débit au nœud i (l/s) ;

ΣQ ri-k: La Somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s);

ΣQ ci: La Somme des débits concentrés au nœud i (l/s)

❖ Les résultats du calcul des débits sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 : Calculs des débits routes et nodaux.

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur m	Qsp l/s/m	Qroute l/s	ΣQroute l/s	Qni l/s
J1	P 1	R-1	J-1	111,38	0.003	0.33	1.04	0.52
	P 2	J-1	J-2	60,45		0.18		
	P 6	J-4	J-1	73,66		0.22		
	P 7	J-1	J-5	102,74		0.31		
J2	P 2	J-1	J-2	60.45		0.18	0.76	0.38
	P 3	J-2	J-3	121,1		0.36		
	P 5	J-4	J-2	72,75		0.22		
J3	P 3	J-2	J-3	121,1		0.36	0.66	0.33
	P 4	J-3	J-4	26,66		0.08		
	P 11	J-7	J-3	72,96		0.22		
J4	P 4	J-3	J-4	26,66		0.08	0.72	0.36
	P 5	J-4	J-2	72,75		0.22		
	P 6	J-4	J-1	73.66		0.22		
	P 9	J-6	J-4	65,87		0.20		
J5	P 7	J-1	J-5	102,74		0.31	0.78	0.39
	P 8	J-5	J-6	33,95		0.10		
	P 14	J-5	J-8	52,62		0.16		
	P 19	J-12	J-5	69,55		0.21		
J6	P 8	J-5	J-6	33,95		0.10	0.74	0.37
	P 9	J-6	J-4	65,87		0.20		
	P 10	J-6	J-7	73,1		0.22		
	P 13	J-8	J-6	74,13		0.22		
J7	P 10	J-6	J-7	73,1		0.22	0.64	0.32
	P 11	J-7	J-3	72,96		0.22		
	P 12	J-7	J-8	67,99		0.20		
J8	P 12	J-7	J-8	67,99		0.20	0.76	0.38
	P 13	J-8	J-6	74,13		0.22		
	P 14	J-5	J-8	52,62		0.16		
	P 15	J-8	J-9	61,63		0.18		
J9	P 15	J-8	J-9	61,63		0.18	0.54	0.27
	P 16	J-9	J-10	46,59		0.14		
	P 26	J-9	J-10	73,31		0.22		
J10	P 16	J-9	J-10	46,59		0.14	0.56	0.28
	P 17	J-10	J-11	64,33		0.19		
	P 26	J-9	J-10	73,31		0.22		
J11	P 17	J-10	J-11	64,33		0.19	0.64	0.32
	P 18	J-11	J-12	75,17		0.23		
	P 27	J-11	J-18	72,32		0.22		
J12	P 18	J-11	J-12	75,17		0.23	0.98	0.49
	P 19	J-12	J-5	69,55		0.21		
	P 29	J-12	J-18	180,73		0.54		

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

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur m	Qsp l/s/m	Qroute l/s	ΣQroute l/s	Qni l/s
J13	P 20	J-13	J-14	72,91	0.003	0.22	0.62	0.31
	P 25	J-17	J-13	68,42		0.21		
	P 28	J-18	J-13	68,36		0.21		
J14	P 20	J-13	J-14	72,91		0.22	0.72	0.36
	P 21	J-14	J-15	77,59		0.23		
	P 23	J-16	J-14	89,44		0.27		
J15	P 21	J-14	J-15	77,59		0.23	0.62	0.31
	P 22	J-15	J-16	73,41		0.22		
	P 65	J-15	J-41	57,77		0.17		
J16	P 22	J-15	J-16	73,41		0.22	0.90	0.45
	P 23	J-16	J-14	89,44		0.27		
	P 24	J-16	J-17	71,01		0.21		
	P 67	J-42	J-16	65,45		0.20		
J17	P 24	J-16	J-17	71,01		0.21	0.82	0.41
	P 25	J-17	J-13	68,42		0.21		
	P 36	J-24	J-17	134,12		0.40		
J18	P 27	J-11	J-18	72,32		0.22	1.28	0.64
	P 28	J-18	J-13	68,36		0.21		
	P 29	J-12	J-18	180,73		0.54		
	P 30	J-18	J-19	106,85		0.32		
J19	P 30	J-18	J-19	106,85		0.32	0.78	0.39
	P 33	J-22	J-19	42,22		0.13		
	P 34	J-19	J-23	81,43		0.24		
	P 38	J-25	J-19	32,39		0.10		
J20	P 31	J-20	J-21	33,76		0.10	0.98	0.49
	P 41	J-26	J-20	56,41		0.17		
	P 42	J-20	J-93	237,75		0.71		
J21	P 31	J-20	J-21	33,76		0.10	0.40	0.20
	P 32	J-21	J-22	40		0.12		
	P 39	J-21	J-23	57,64		0.17		
J22	P 32	J-21	J-22	40		0.12	0.24	0.12
	P 33	J-22	J-19	42,22		0.13		
J23	P 34	J-19	J-23	81,43		0.24	0.82	0.41
	P 35	J-23	J-24	103,94		0.31		
	P 39	J-21	J-23	57,64		0.17		
	P 40	J-23	J-26	30,98		0.09		
J24	P 35	J-23	J-24	103,94		0.31	1.32	0.66
	P 36	J-24	J-17	134,12		0.40		
	P 37	J-24	J-25	54,57		0.16		
	P 46	J-29	J-24	147,84		0.44		
J25	P 37	J-24	J-25	54,57		0.16	0.26	0.13
	P 38	J-25	J-19	32,39		0.10		

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

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur m	Qsp l/s/m	Qroute l/s	ΣQroute l/s	Qni l/s
J26	P 40	J-23	J-26	30,98	0.003	0.09	0.88	0.44
	P 41	J-26	J-20	56,41		0.17		
	P 44	J-94	J-26	168,93		0.51		
	P 45	J-26	J-29	38,47		0.12		
J27	P 43	J-27	J-28	494,97		1.48	1.94	0.97
	P 52	J-27	J-33	153		0.46		
J28	P 43	J-27	J-28	494,97		1.48	2.50	1.25
	P 47	J-28	J-30	306,72		0.92		
	P 51	J-28	J-32	32,59		0.10		
J29	P 45	J-26	J-29	38,47		0.12	0.84	0.42
	P 46	J-29	J-24	147,84		0.44		
	P 50	J-95	J-29	90,97		0.27		
J30	P 47	J-28	J-30	306,72		0.92	1.54	0.77
	P 48	J-30	J-31	59,7		0.18		
	P 53	J-33	J-30	66,67		0.20		
	P 54	J-30	J-34	81,72		0.25		
J31	P 48	J-30	J-31	59,7		0.18	0.60	0.30
	P 49	J-31	J-32	66,11		0.20		
	P 61	J-37	J-31	56,81		0.17		
	P 62	J-31	J-39	18,64		0.06		
J32	P 49	J-31	J-32	66,11		0.20	0.36	0.18
	P 51	J-28	J-32	32,59		0.10		
	P 64	J-40	J-32	18,81		0.06		
J33	P 52	J-27	J-33	153		0.46	0.9	0.45
	P 53	J-33	J-30	66,67		0.20		
	P 60	J-38	J-33	24,66		0.07		
	P 127	J-91	J-33	58,02		0.17		
J34	P 54	J-30	J-34	81,72		0.25	0.66	0.33
	P 55	J-34	J-35	12,94		0.04		
	P 58	J-37	J-34	74,38		0.22		
	P 59	J-34	J-38	53,75		0.16		
J35	P 55	J-34	J-35	12,94		0.04	0.27	0.27
	P 56	J-35	J-36	17,6		0.05		
	P 72	J-35	J-48	47,07		0.14		
	P 111	J-35	J-81	103,79		0.31		
J36	P 56	J-35	J-36	17,6		0.05	0.62	0.31
	P 57	J-36	J-37	75,5		0.23		
	P 86	J-49	J-36	112,03		0.34		

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

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur m	Qsp l/s/m	Qroute l/s	ΣQroute l/s	Qni l/s
J37	P 57	J-36	J-37	75,5	0.003	0.23	0.62	0.31
	P 58	J-37	J-34	74,38		0.22		
	P 61	J-37	J-31	56,81		0.17		
J38	P 59	J-34	J-38	53,75		0.16	0.48	0.24
	P 60	J-38	J-33	24,66		0.07		
	P 112	J-81	J-38	81,72		0.25		
J39	P 62	J-31	J-39	18,64		0.06	0.22	0.11
	P 63	J-39	J-40	55,67		0.17		
J40	P 63	J-39	J-40	55,67		0.17	0.22	0.11
	P 64	J-40	J-32	18,81		0.06		
J41	P 65	J-15	J-41	57,77		0.17	0.8	0.40
	P 66	J-41	J-42	207,2		0.62		
J42	P 66	J-41	J-42	207,2		0.62	0.82	0.41
	P 67	J-42	J-16	65,45		0.20		
J43	P 68	J-43	J-44	40,89		0.12	0.76	0.38
	P 71	J-47	J-43	141,05		0.42		
	P 119	J-45	J-43	73,66		0.22		
J44	P 68	J-43	J-44	40,89		0.12	0.58	0.29
	P 69	J-45	J-44	82,63		0.25		
	P 117	J-44	J-84	70,01		0.21		
J45	P 69	J-45	J-44	82,63		0.25	0.68	0.34
	P 118	J-84	J-45	69,69		0.21		
	P 119	J-45	J-43	73,66		0.22		
J46	P 70	J-46	J-47	81,1		0.24	0.64	0.32
	P 106	J-46	J-76	133,3		0.40		
J47	P 70	J-46	J-47	81,1		0.24	1.00	0.50
	P 71	J-47	J-43	141,05		0.42		
	P 92	J-64	J-47	114,15		0.34		
J48	P 72	J-35	J-48	47,07		0.14	0.76	0.38
	P 73	J-48	J-49	31,4		0.09		
	P 83	J-58	J-48	177,49		0.53		
J49	P 73	J-48	J-49	31,4		0.09	0.66	0.33
	P 74	J-49	J-50	77,12		0.23		
	P 86	J-49	J-36	112,03		0.34		
J50	P 74	J-49	J-50	77,12		0.23	0.76	0.38
	P 75	J-50	J-51	66,14		0.20		
	P 87	J-50	J-59	111,83		0.34		
J51	P 76	J-51	J-52	62,07		0.19	0.72	0.36
	P 75	J-50	J-51	66,14		0.20		
	P 85	J-52	J-51	110,28		0.33		
J52	P 76	J-51	J-52	62,07		0.19	0.82	0.41
	P 77	J-52	J-53	98,58		0.30		
	P 85	J-52	J-51	110,28		0.33		

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

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur m	Qsp l/s/m	Qroute l/s	ΣQroute l/s	Qni l/s
J53	P 77	J-52	J-53	98,58	0.003	0.30	0.62	0.31
	P 78	J-53	J-54	28,78		0.09		
	P 84	J-58	J-53	78,51		0.24		
J54	P 78	J-53	J-54	28,78		0.09	0.86	0.43
	P 79	J-54	J-55	52,44		0.16		
	P 80	J-54	J-56	208,7		0.63		
J55	P 79	J-54	J-55	52,44		0.16	0.16	0.08
J56	P 80	J-54	J-56	208,7		0.63	1.56	0.78
	P 81	J-56	J-57	189,2		0.57		
	P 82	J-56	J-58	124,66		0.37		
J57	P 81	J-56	J-57	189,2		0.57	0.56	0.28
J58	P 82	J-56	J-58	124,66		0.37	1.14	0.57
	P 83	J-58	J-48	177,49		0.53		
	P 84	J-58	J-53	78,51		0.24		
J59	P 87	J-50	J-59	111,83		0.34	0.68	0.34
	P 88	J-59	J-60	113,58		0.34		
J60	P 88	J-59	J-60	113,58		0.34	0.34	0.17
J61	P 89	J-61	J-62	111,15		0.33	0.9	0.45
	P 103	J-61	J-73	118,92		0.36		
	P 120	J-61	J-85	72,99		0.22		
J62	P 89	J-61	J-62	111,15		0.33	1.06	0.53
	P 90	J-62	J-63	78,94		0.24		
	P 101	J-62	J-71	162,12		0.49		
J63	P 90	J-62	J-63	78,94		0.24	1.30	0.65
	P 91	J-63	J-64	174,58		0.52		
	P 102	J-63	J-72	176,85		0.53		
J64	P 91	J-63	J-64	174,58		0.52	1.82	0.91
	P 92	J-64	J-47	114,15		0.34		
	P 93	J-64	J-65	206,08		0.62		
	P 97	J-64	J-69	109,56		0.33		
J65	P 93	J-64	J-65	206,08		0.62	1.14	0.57
	P 94	J-65	J-66	133,26		0.40		
	P 99	J-70	J-65	43,59		0.13		
J66	P 94	J-65	J-66	133,26		0.40	2.62	1.31
	P 95	J-66	J-67	273,09		0.82		
	P 100	J-70	J-66	470		1.41		
J67	P 95	J-66	J-67	273,09		0.82	1.34	0.67
	P 96	J-67	J-68	101,47		0.30		
	P 114	J-67	J-73	69,71		0.21		
J68	P 96	J-67	J-68	101,47		0.30	0.30	0.15
J69	P 97	J-64	J-69	109,56		0.33	1.08	0.54
	P 98	J-69	J-70	181,48		0.54		
	P 115	J-69	J-83	72		0.22		

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

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur m	Qsp l/s/m	Qroute l/s	ΣQroute l/s	Qni l/s
70	P 98	J-69	J-70	181,48	0.003	0.54	2.08	1.04
	P 99	J-70	J-65	43,59		0.13		
	P 100	J-70	J-66	470		1.41		
71	P 101	J-62	J-71	162,12		0.49	0.49	0.24
72	P 102	J-63	J-72	176,85		0.53	0.53	0.27
73	P 103	J-61	J-73	118,92		0.36	1.06	0.53
	P 104	J-73	J-74	165,29		0.50		
	P 114	J-67	J-73	69,71		0.21		
74	P 104	J-73	J-74	165,29		0.50		
	P 105	J-74	J-75	95,65		0.29	0.78	0.39
75	P 105	J-74	J-75	95,65		0.29	0.29	0.14
76	P 106	J-46	J-76	133,3		0.40	1.28	0.64
	P 107	J-76	J-77	182,48		0.55		
	P 108	J-76	J-78	111,12		0.33		
77	P 107	J-76	J-77	182,48		0.55	0.55	0.27
78	P 108	J-76	J-78	111,12		0.33	0.86	0.43
	P 109	J-78	J-79	104,51		0.31		
	P 110	J-78	J-80	68,49		0.21		
79	P 109	J-78	J-79	104,51		0.31	0.31	0.16
80	P 110	J-78	J-80	68,49		0.21	0.21	0.10
81	P 111	J-35	J-81	103,79		0.31	0.72	0.36
	P 112	J-81	J-38	81,72		0.25		
	P 113	J-81	J-82	57,03		0.17		
82	P 113	J-81	J-82	57,03		0.17	0.17	0.09
83	P 115	J-69	J-83	72		0.22	0.22	0.11
84	P 116	R-2	J-84	73,33		0.22	0.64	0.32
	P 117	J-44	J-84	70,01		0.21		
	P 118	J-84	J-45	69,69		0.21		
85	P 120	J-61	J-85	72,99		0.22	0.22	0.11
86	P 121	R-3	J-86	69,88		0.21	0.84	0.42
	P 122	J-86	J-87	69,26		0.21		
	P 123	J-86	J-88	69,17		0.21		
	P 124	J-86	J-89	73,5		0.22		
87	P 122	J-86	J-87	69,26		0.21	0.21	0.10
88	P 123	J-86	J-88	69,17		0.21	0.21	0.10
89	P 124	J-86	J-89	73,5		0.22	0.62	0.31
	P 125	J-89	J-90	73,55		0.22		
	P 126	J-89	J-91	58,6		0.18		
90	P 125	J-89	J-90	73,55		0.22	0.22	0.11
91	P 126	J-89	J-91	58,6		0.18	0.54	0.27
	P 127	J-91	J-33	58,02		0.17		
	P 128	J-91	J-92	60,15		0.18		
92	P 128	J-91	J-92	60,15		0.18	0.18	0.09

Tableau V.2 : Calculs des débits routes et nodaux (suite et fin).

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur m	Qsp l/s/m	Qroute l/s	ΣQroute l/s	Qni l/s
93	P 42	J-20	J-93	237,75	0.003	0.71	0.71	0.36
94	P 44	J-94	J-26	168,93		0.5	0.50	0.25
95	P 50	J-95	J-29	90,97		0.27	0.27	0.14

V.5.2. Répartition arbitraire des débits

Après avoir effectué les calculs de débits aux différents nœuds, on procède à une distribution arbitraire des débits dans le réseau afin de déterminer le diamètre des différents tronçons.

V.5.3. Détermination des diamètres et des vitesses

En utilisant le débit arbitraire comme donnée, on calcule les diamètres optimaux pour chaque section du réseau en se référant au tableau (consultez l'annexe N°3), et en appliquant la formule de continuité, on détermine la vitesse:

$$V=\frac{Q}{A}=\frac{4Q}{\pi .D^2} \qquad \textbf{(V.1)}$$

V.6. RESULTATS DE LA SIMULATION POUR LES TRANCONS

- **Cas de pointe**

- **ZONE N°01**

Tableau V.3: Résultats de la simulation sur les conduites

Tronçon	longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	vitesse (m/s)
P-1	111,38	R-1	J-1	200	31,92	1,31
P-2	60,45	J-1	J-2	40	0,3	0,33
P-3	121,1	J-1	J-3	40	0,2	0,22
P-4	26,66	J-1	J-4	200	31,32	1,28
P-5	72,75	J-4	J-5	40	0,28	0,31
P-6	73,66	J-4	J-6	200	30,92	1,27
P-7	102,74	J-6	J-7	40	0,35	0,39
P-8	33,95	J-6	J-8	200	30,4	1,25
P-9	65,87	J-9	J-8	125	6,53	0,68
P-10	73,1	J-9	J-10	125	5,93	0,62
P-11	72,96	J-8	J-13	125	12,76	1,34
P-12	67,99	J-10	J-13	90	3,81	0,77

Tableau V.3: Résultats de la simulation sur les conduites (suite)

Tronçon	longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	vitesse (m/s)
P-13	74,13	J-10	J-11	90	1,76	0,36
P-14	52,62	J-12	J-11	63	0,53	0,23
P-15	61,63	J-15	J-12	40	0,22	0,24
P-16	46,59	J-14	J-15	40	0,19	0,21
P-17	64,33	J-14	J-11	63	1,04	0,46
P-18	75,17	J-13	J-14	63	0,49	0,22
P-19	69,55	J-16	J-8	125	10,72	1,12
P-20	72,91	J-17	J-16	125	6,01	0,63
P-21	77,59	J-17	J-13	90	1,14	0,23
P-22	73,41	J-18	J-17	110	1,87	0,25
P-23	89,44	J-18	J-14	75	0,67	0,21
P-24	71,01	J-19	J-16	110	4,36	0,59
P-25	68,42	J-17	J-20	110	2,92	0,4
P-26	73,31	J-20	J-19	110	2,78	0,38
P-27	72,32	J-20	J-21	75	0,65	0,2
P-28	68,36	J-21	J-18	90	1,74	0,35
P-29	180,73	J-30	J-21	75	1,86	0,58
P-30	106,85	J-20	J-23	90	4,15	0,84
P-31	33,76	J-24	J-23	75	1,83	0,57
P-32	40	J-25	J-24	50	0,89	0,62
P-33	42,22	J-25	J-26	40	0,2	0,22
P-34	81,43	J-27	J-25	50	0,55	0,38
P-35	103,94	J-27	J-28	40	0,3	0,33
P-36	134,12	J-24	J-29	50	0,6	0,42
P-37	54,57	J-23	J-30	90	2,2	0,45
P-38	32,39	J-30	J-31	90	3,62	0,74
P-39	57,64	J-31	J-32	50	0,73	0,51
P-40	30,98	J-32	J-33	40	0,51	0,56
P-41	56,41	J-33	J-29	40	0,32	0,35
P-42	237,75	J-33	J-32	40	0,17	0,19
P-43	494,97	J-31	J-34	90	1,93	0,39
P-44	168,93	J-34	J-35	50	0,35	0,25

Tableau V.3: Résultats de la simulation sur les conduites (suite)

Tronçon	longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	vitesse (m/s)
P-45	38,47	J-29	J-27	40	0,2	0,22
P-46	147,84	J-19	J-22	110	1,48	0,2
P-132	240,02	J-34	J-99	90	1,43	0,29

❖ **ZONE N°02**

Tableau V.3: Résultats de la simulation sur les conduites (suite)

Tronçon	longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	vitesse (m/s)
P-47	306,72	R-2	J-36	160	23,62	1,51
P-48	59,7	J-36	J-37	125	7,15	0,75
P-49	66,11	J-38	J-36	160	16,26	1,04
P-50	90,97	J-37	J-38	110	2,87	0,39
P-51	32,59	J-39	J-38	160	18,82	1,21
P-52	153	J-37	J-39	110	3,78	0,51
P-53	66,67	J-40	J-39	160	22,26	1,43
P-54	81,72	J-41	J-40	63	0,94	0,42
P-55	12,94	J-41	J-42	63	0,84	0,37
P-56	17,6	J-42	J-43	50	0,53	0,37
P-57	75,5	J-42	J-44	40	0,19	0,21
P-58	74,38	J-43	J-45	40	0,24	0,26
P-59	53,75	J-46	J-40	160	21,08	1,35
P-60	24,66	J-47	J-46	160	18,64	1,19
P-61	56,81	J-47	J-48	40	0,21	0,23
P-62	18,64	J-49	J-47	75	1,34	0,42
P-63	55,67	J-49	J-50	40	0,21	0,23
P-64	18,81	J-51	J-49	75	1,04	0,32
P-65	57,77	J-51	J-52	75	0,26	0,29
P-66	207,2	J-51	J-53	50	0,68	0,47
P-67	65,45	J-53	J-54	40	0,27	0,3
P-68	40,89	J-54	J-55	40	0,2	0,22
P-69	82,63	J-56	J-53	50	0,29	0,21

Tableau V.3: Résultats de la simulation sur les conduites (suite)

Tronçon	longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	vitesse (m/s)
P-70	81,1	J-56	J-57	40	0,33	0,36
P-71	141,05	J-60	J-56	50	0,72	0,51
P-72	47,07	J-58	J-60	50	0,65	0,46
P-73	31,4	J-59	J-58	50	0,5	0,35
P-74	77,12	J-59	J-63	40	0,29	0,32
P-75	66,14	J-46	J-59	75	0,92	0,29
P-76	62,07	J-58	J-61	50	0,38	0,27
P-77	98,58	J-61	J-60	50	0,54	0,38
P-78	28,78	J-46	J-61	75	1,24	0,39
P-79	52,44	J-43	J-62	40	0,2	0,22

- **ZONE N°03**

Tableau V.3: Résultats de la simulation sur les conduites (suite)

Tronçon	longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	vitesse (m/s)
P-80	208,7	R-3	J-64	200	33,7	1,38
P-81	189,2	J-64	J-65	160	8,14	0,52
P-82	124,66	J-66	J-65	110	1,46	0,2
P-83	177,49	J-65	J-67	160	6,58	0,42
P-84	78,51	J-67	J-66	63	0,68	0,3
P-85	110,28	J-66	J-64	110	4,41	0,6
P-86	112,03	J-69	J-66	110	4,24	0,58
P-87	111,83	J-64	J-70	160	20,48	1,31
P-88	113,58	J-68	J-67	160	6,65	0,43
P-89	111,15	J-70	J-69	90	2,36	0,48
P-90	78,94	J-69	J-68	75	0,74	0,23
P-91	174,58	J-68	J-71	125	5,31	0,56
P-92	114,15	J-71	J-69	90	2,54	0,51
P-93	206,08	J-70	J-71	160	2,98	0,19
P-94	133,26	J-71	J-72	125	9,8	1,03
P-95	273,09	J-72	J-73	63	0,73	0,32
P-96	101,47	J-72	J-73	125	8,24	0,86

Tableau V.3: Résultats de la simulation sur les conduites (suite et fin)

Tronçon	longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	vitesse (m/s)
P-97	109,56	J-73	J-74	125	8,76	0,92
P-98	181,48	J-74	J-75	125	8,61	0,9
P-99	43,59	J-75	J-70	125	19,76	2,07
P-100	470	J-75	J-76	125	11,1	1,16
P-101	162,12	J-74	J-76	125	16,98	1,78
P-102	176,85	J-76	J-85	125	15,61	1,64
P-103	118,92	J-76	J-77	125	12,42	1,3
P-104	165,29	J-83	J-77	110	5,62	0,76
P-105	95,65	J-77	J-78	125	6,5	0,68
P-106	133,3	J-80	J-78	90	2,67	0,54
P-107	182,48	J-78	J-79	110	3,55	0,48
P-108	111,12	J-79	J-81	110	2,52	0,34
P-109	104,51	J-79	J-80	90	0,98	0,2
P-110	68,49	J-81	J-82	110	2,32	0,32
P-111	103,79	J-82	J-80	40	0,18	0,19
P-112	81,72	J-80	J-83	110	1,77	0,24
P-113	57,03	J-89	J-83	90	6,89	1,4
P-114	69,71	J-89	J-84	90	4,69	0,95
P-115	72	J-84	J-85	125	12,54	1,32
P-116	73,33	J-86	J-85	75	1,37	0,43
P-117	70,01	J-87	J-86	75	1,35	0,42
P-118	69,69	J-85	J-88	75	1,65	0,52
P-119	73,66	J-88	J-89	75	0,88	0,27
P-120	72,99	J-87	J-88	75	1,03	0,32
P-121	69,88	J-90	J-87	75	1,38	0,43
P-122	69,26	J-88	J-91	75	1,35	0,42
P-123	69,17	J-92	J-89	75	1,27	0,4
P-124	73,5	J-91	J-92	63	0,62	0,28
P-125	73,55	J-91	J-90	63	0,58	0,25
P-126	58,6	J-90	J-93	75	0,8	0,35
P-127	58,02	J-94	J-91	63	0,45	0,2
P-128	60,15	J-95	J-92	63	0,45	0,2

❖ **ZONE N°01**

Tableau V.3 : Résultats de la simulation sur les nœuds

Nœud	Elévation (m)	Qn (L/s)	Charge (m)	Pression (mce)
J-1	915	0.52	933,17	18,1
J-2	918	0.38	933,81	15,8
J-3	904	0.33	924.66	20.6
J-4	911	0.36	924.69	13.7
J-5	901	0.39	924.62	23.6
J-6	899	0.37	924.64	25.6
J-7	893	0.32	924.65	31.6
J-8	887	0.38	924.61	37.5
J-9	879	0.27	924.51	45.4
J-10	866	0.28	924.46	58.3
J-11	875	0.32	924.41	49.3
J-12	901	0.49	924.5	23.4
J-13	848.23	0.31	924.1	75.7
J-14	841.63	0.36	924.08	82.3
J-15	828.75	0.31	924.07	95.1
J-16	840.36	0.45	924.06	83.5
J-17	846.7	0.41	924.06	77.2
J-18	856.48	0.64	924.18	67.6
J-19	858.62	0.39	923.94	65.2
J-20	870.97	0.49	923.83	52.8
J-21	869.45	0.2	923.87	54.3
J-22	866.48	0.12	923.9	57.3
J-23	860.76	0.41	923.9	63
J-24	853.05	0.66	923.89	70.7
J-25	852.47	0.13	923.92	71.3
J-26	861.08	0.44	923.85	62.6
J-29	852.23	0.42	923.83	71.5
J-41	855.66	0.4	924.06	98.2
J-42	853.38	0.41	924.06	90.5
J-93	870.69	0.36	923.81	53
J-94	861.43	0.25	923.82	62.3
J-95	852.26	0.14	923.8	71.4

❖ **ZONE N°02**

Tableau V.4 : Résultats de la simulation sur les nœuds

Nœud	Elévation (m)	Qn (L/s)	Charge (m)	Pression (mce)
J-43	838.12	0.38	871.75	33.6
J-44	840.64	0.29	871.96	31.3
J-45	835.85	0.34	872.27	36.3
J-46	833.25	0.32	870.84	37.5
J-47	833.56	0.5	871.29	37.7
J-61	846.25	0.45	870.81	24.5
J-62	843.96	0.53	870.87	26.9
J-63	841.69	0.65	870.91	29.2
J-64	838.01	0.91	871.06	33
J-65	834	0.57	870.93	36.9
J-66	827.01	1.31	870.67	43.6
J-67	824.56	0.67	869.85	45.2
J-68	827.03	0.15	869.78	42.7
J-69	834.23	0.54	870.83	36.5
J-70	832.11	1.04	870.79	38.6
J-71	838.23	0.24	870.83	32.5
J-72	838.46	0.27	870.87	32.3
J-73	834.51	0.53	869.89	35.3
J-74	840.16	0.39	869.61	29.4
J-75	841.23	0.14	869.53	28.2
J-76	830.78	0.64	870.79	39.9
J-77	830.82	0.27	870.71	39.8
J-78	830.15	0.43	870.77	40.5
J-79	831.26	0.16	870.72	39.4
J-80	833.27	0.1	870.73	37.4
J-83	830.26	0.11	870.75	40.4
J-84	843.26	0.32	872.33	29
J-85	850.83	0.11	870.83	20

❖ **ZONE N°03**

Tableau V.4 : Résultats de la simulation sur les nœuds

Nœud	Elévation (m)	Qn (L/s)	Charge (m)	Pression (mce)
J-27	870.69	1.33	897.51	26.8
J-28	861.43	1.5	897.43	36
J-30	861.9	0.77	897.44	35.5
J-31	852.24	0.3	897.41	45.1
J-32	852.26	0.31	897.45	45.1
J-33	871.68	0.45	897.55	25.8
J-34	860	0.33	897.39	37.3
J-35	858.53	0.27	897.3	38.7
J-36	851.95	0.31	897.28	45.2
J-37	852.52	0.31	897.36	44.8
J-38	870.34	0.24	897.44	27
J-39	847.29	0.11	897.23	49.8
J-40	843.25	0.11	897.28	53.9
J-48	854.12	0.38	896.65	42.4
J-49	850.53	0.33	896.63	46
J-50	850.26	0.38	896.48	46.1
J-51	851.56	0.36	896.22	44.6
J-52	854.38	0.41	896.19	41.7
J-53	858.68	0.31	896.22	37.5
J-54	861.93	0.43	896.21	34.2
J-55	860.16	0.08	896.12	35.9
J-56	860.23	0.78	896.36	36.1
J-57	861.19	0.28	896.32	35.1
J-58	856.89	0.57	896.56	39.6
J-59	828.58	0.34	894.56	65.9
J-60	839.34	0.17	894.45	55
J-90	875.36	0.11	897.64	22.2
J-91	875.23	0.27	897.6	22.3
J-92	872.36	0.09	897.52	25.1
J-81	865.97	0.36	897.35	31.3
J-82	879.46	0.09	897.27	17.8
J-86	878.26	0.42	897.78	19.5

Nœud	Elévation (m)	Qn (L/s)	Charge (m)	Pression (mce)
J-87	876.26	0.1	897.65	21.3
J-88	876.36	0.1	897.65	21.2
J-89	875.69	0.31	897.73	22



Légende	
Vitesse faible V<0.5m/s	
Vitesse acceptable 0.5<v<1.5m/s	
Vitesse forte V>1.5m/s	

Figure V.1 : résultat de simulation (cas de pointe).

NB

Après avoir effectué une projection le réseau de distribution, il est observé que les pressions dans tous les nœuds du réseau se situent dans une plage acceptable, entre 2 et 6 bars, ce qui indique une répartition adéquate des pressions.

En ce qui concerne la simulation des conduites, il est noté que 85% des vitesses se situent entre 0,5 m/s et 1,5 m/s. Cette observation confirme un bon écoulement de l'eau dans les conduites, réduisant ainsi le risque d'entartrage. Bien que des vitesses plus faibles (inférieures à 0,5 m/s) ont été enregistrées, elles n'ont pas d'impact significatif sur notre réseau de distribution. La vitesse maximale enregistrée dans notre réseau est de 1,86 m/s.

- **Cas de pointe+incendie**

Dans le contexte du cas de la pointe +incendie, une démarche similaire a été adapté à celle du scénario précédent (cas de pointe), à l'exception garantir un débit d'incendie de 17 l/s dans le nœud présentant les conditions les plus défavorables (à savoir, les nœuds J-13, J-47, J-84 du réseau).

Lors de la simulation des nœuds, il a été constaté que les pressions dans l'ensemble du réseau étaient maintenues dans une plage acceptable, entre 2 et 6 bars.

Quant à la simulation des conduites, on observe la présence des vitesses inférieures à 0,5 m/s ainsi que des vitesses supérieures à 1,5 m/s.

V.7. Les avantages et inconvénients de système de ZONING

Tableau V.5 : les avantages et les inconvénients de système de zoning

Avantages	Inconvénients
Le réseau maillé permet une alimentation en retour	Manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture (un accident sur un tronçon principal prive les abonnés en aval)
Variante donne des paramètres hydrauliques (vitesse et pression) acceptables dans la majorité du réseau	nécessité des pièces spéciales utilisées aux niveaux des intersections.
Variante moins couteuse	
Variante permet une meilleure maitrise des réseaux par les services de gestion	

V.8. Conclusion

En conclusion de ce chapitre, de calcul de réhabilitation du réseau, un fonctionnement efficace du réseau a été observé, ce qui s'est manifesté par des pressions adéquates aux nœuds et des vitesses d'écoulement satisfaisantes dans les conduites

CHAPITRE VI :
ETUDE DE L'ADDUCTION

INTRODUCTION

Les conduites d'adduction sont indispensables pour acheminer l'eau depuis son point de captage initial jusqu'à son point de stockage ou d'utilisation, et dans la pratique, ces points peuvent être séparés par des distances parfois considérables. Les canalisations d'adduction se déclinent en différentes dimensions en fonction des besoins. Il est essentiel d'examiner toutes les conditions auxquelles le réseau de canalisations devra répondre, en commençant par des considérations techniques, puis en abordant les aspects économiques. Étant donné que ces deux aspects sont interdépendants, une étude approfondie qui permettra de sélectionner la solution optimale.

VI.1. TYPE D'ADDUCTION

D'après leur fonctionnement, on peut catégoriser les conduites d'adduction en trois groupes :

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

➢ Adduction gravitaire

Il s'agit d'une conduite d'adduction où l'écoulement se produit naturellement sous l'effet de la gravité. Ce type d'adduction est utilisé lorsque la source se trouve à une altitude supérieure à celle du point d'arrivée de l'eau. On distingue deux types d'adductions gravitaires :

- Les adductions à surface libre.
- Les adductions en charge.

➢ Adduction par refoulement

Il s'agit d'une conduite d'adduction où l'écoulement est réalisé sous pression grâce à l'utilisation de machines hydroélectriques. On utilise ce type d'adduction lorsque la source se trouve à une altitude plus basse que le niveau du point d'arrivée de l'eau.

➢ Adduction mixte

C'est une conduite d'adduction qui peut passer d'un type de refoulement à un type gravitaire, ou l'inverse. La transition entre ces deux types de conduites est assurée par un réservoir intermédiaire appelé réservoir tampon.

VI.2. CHOIX DU TRACE DES ADDUCTIONS

Le choix du tracé des conduites d'adduction doit prendre en considération plusieurs impératifs que on efforcera de respecter autant que possible. Il est important que le tracé soit le plus court possible entre les points de captage et le réservoir de stockage. De plus, à des points élevés du tracé, il peut y avoir des poches d'air difficiles à évacuer, ce qui nécessite l'installation de ventouses. Par conséquent, il est essentiel d'éviter autant que possible les pentes inverses.

Il serait avantageux de suivre les côtés des routes pour faciliter la pose des conduites et leur maintenance (détection des fuites, etc.). Cela permet également un accès rapide pour les opérations d'entretien et le transport des matériaux.

L'analyse des conditions dans lesquelles ces canalisations seront installées, tant du point de vue technique qu'économique, est également essentielle pour prendre des décisions éclairées. [5]

VI.3. CHOIX DU MATERIAU

Le matériau à utiliser pour la construction des conduites dépend principalement de considérations techniques et économiques. Le choix des différents types de conduites est déterminé en fonction des critères suivants :

- Le diamètre.
- Les pressions supportées.
- Les conditions d'installation.
- Les revêtements.
- Le prix unitaire.
- Le type de sol

Dans ce projet, nous avons opté pour les conduites en :

- PEHD et cela en raison des avantages qu'ils présentent :
- Disponibilité sur le marché ; production locale(PEHD).
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible) (PEHD).
- Résistance à des grandes pressions (> à 20 bars).
- Réduction des pièces spéciales en assemblage.
- Adaptation aux terrains accidentés(PEHD).
- Une très faible rugosité (conduite lisse, notamment le PEHD).
- L'assemblage des tuyaux se fait par :
- Le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffante (pour les conduites en PEHD)
- Les accessoires comme les coudes et les vannes, (pour les conduites en Fonte)

❖ Schéma hydraulique

La proposition du schéma hydraulique de notre système d'adduction est la suivante :

- Le réservoir 200m^3 est alimenté à partir de : la source d'Ain touta et barrage ghrib qui passe devant les deux stations de pompage.
- Le réservoir (66+24) m^3 est alimenté à partir de : la source de Ain El Araise et la source de Si Mahdjoub.
- Le réservoir de 100 M^3, actuellement à l'arrêt, est proposé comme une bâche pour le réservoir du nouveau pôle (projeté). Donc Dans ce chapitre on veut dimensionner l'adduction qui est entre la bâche d'eau et le réservoir de 100m3 (projeté) sur une longueur 990 ml.

Après avoir présenté le schéma hydraulique du système d'adduction, on entame maintenant le processus de calcul des diamètres des conduites.

VI.4. CALCUL HYDRAULIQUE

- **Cas de refoulement**

VI.4.1. Diamètre économique

On peut déterminer approximativement le diamètre de la conduite à l'aide des formules donnant le diamètre économique [6].

Parmi ces formules, on prend celle de BONIN

$$D = \sqrt{Q} \qquad \textbf{(VI-1)}$$

Où :

D: Diamètre économique en m ;

Q: Débit transitant dans la conduite en m3/s.

VI.4.2. Pertes de charge

VI.4.2.1. Pertes de charge linéaire

On calcule les pertes de charge linéaires par la formule suivante :

$$\Delta H = \frac{\lambda * L}{D} * \frac{V2}{2 * g} \qquad \textbf{(VI-2)}$$

Où :

- **ΔH :** Perte de charge linéaire ;
- **V :** Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;
- **g:** Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²) ;
- **D :** Diamètre de la conduite en (m) ;
- **L** : Longueur de la conduite d'adduction en mètre (m).

En régime turbulent λ est donné par la formule de NIKURADZE

. Avec **:** $\lambda = (1{,}14 - 0{,}86 \mathrm{Ln}\frac{\varepsilon}{D})^{-2}$ (Formule de Nikuradzé) **(VI.3)**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * Log\left(\frac{\varepsilon}{3{,}7 * D} + \frac{2{,}51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \qquad \text{(Formule Cole brook)} \qquad \textbf{(VI.4)}$$

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ, ce dernier est estimé par la formule

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$\mathrm{Re} = \frac{V * D}{\nu} \qquad \textbf{(VI.5)}$$

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν: viscosité cinématique de l'eau (m2 /s) ;

ε : Rugosité absolue de la conduite.

- **Vérification du régime (Nombre de Reynolds)**

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante:

$$Re = \frac{V * D}{\nu}$$ Où :

Re : Nombre de Reynolds.

$V = \frac{4 * Q}{\pi D^2}$: Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

ν: Viscosité cinématique de l'eau $\nu=10^{-6}$ m^2 /s à une température de 20°C.

- **Calcul du nombre de Reynolds :**

Pour D=110mm ; v= 1,15m/s =>R= 12650 >2000 →régime turbulent rugueux

Pour D=125mm ; v= 0.90m/s =>R= 9790 >2000 →régime turbulent rugueux

Pour D=150mm ; v=0,62m/s => R=6820 > 2000 →régime turbulent rugueux

Pour D=200mm ; v= 0,35m/s => R=3850>2000 →régime turbulent rugueux

Donc, on peut appliquer la formule de NIKURADZE pour déterminer λ.

- **La rugosité**

ε =0.015mm pour le PEHD

VI.4.2.2. Pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section etc. Généralement estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour les adductions :

$$\Delta H_S = 10\% * \Delta H_L \quad \textbf{(VI-6)}$$

Par la suite, la perte de charge totale est donnée par la formule suivante :

$$\Delta H_t = \Delta H_S + \Delta H_L = 1,1 * \Delta H_L \quad \textbf{(VI-7)}$$

Avec :

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_L : Perte de charge linéaire (m) ;

ΔH_s : Perte de charge singulière (m).

VI.4.3. Hauteur manométrique totale (H_{mt})

La hauteur manométrique sera donnée comme suit:

$$H_{MT} = Hg + \Delta H_t \quad \textbf{(VI-8)}$$

ΔHt : Perte de charge totale ;

Hg : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique du plan d'eau de pompage.

VI.4.4. Puissance absorbée par la pompe

$$P = \frac{\rho * g * Q * H_{MT}}{\eta} \quad \textbf{(VI-9)}$$

Où :

- **P :** Puissance en KW
- **η:** Rendement de la pompe; (65÷90) %
- **Hmt :** Hauteur manométrique totale.
- **Q :** Débit refoulé (m3/s);

VI.4.5. Énergie consommée par la pompe

$$E = P*t*365 \quad \text{(KWh/an)} \quad \textbf{(VI-10)}$$

Où :

t : Nombre d'heures de pompage par jour, dans notre cas (20H).

P: Puissance en KW.

VI.4.6. Frais d'exploitation

$$F_{EX} = E*P \quad \textbf{(VI-11)}$$

Avec :

p: Prix du kWh d'après « Sonelgaz » p=4,47 DA/kWh.

E : Energie consommée KWH / an.

VI.4.7. Frais d'amortissement

Les coûts d'amortissement englobent le coût total de la conduite, depuis son approvisionnement initial jusqu'à sa mise en place. Dans notre situation particulière, nous présumons que ces coûts seront répartis sur une période de 30 ans, correspondant à la durée d'utilisation. Cela nous amène à calculer ce que l'on appelle l'annuité "A". Le calcul de cette annuité d'amortissement est établi en fonction de la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \qquad \textbf{(VI-12)}$$

Où :

i : Taux d'annuité (i=8%).

n : Nombre d'année d'amortissement (n=19ans)

$$A = \frac{8\%}{(8\%+1)^{19} - 1} + i = 10,41\%$$

VI.4.8. Calcul du diamètre économique

On a Qref=40m³/h=0.011m³/s

$D = \sqrt{0.011}$ Donc : D=0.105m.

Donc : D≈110mm

Tableau VI.1: Calcul de la hauteur manométrique total(HMT)

D (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	ε/D	λ	ΔHL (m)	ΔHt (m)	gH (m)	HMT (m)
110	0,011	1,15	0,000136	0.0129	7.83	8.61	38	46.61
125	0,011	0.90	0.000120	0.0126	4.12	4.53	38	42.53
160	0,011	0,55	0.000093	0.0120	1.14	1.25	38	39.25
200	0,011	0.35	0.000075	0.0115	0.35	0.39	38	38.39
315	0,011	0.14	0.000050	0.0107	0.03	0.03	38	38.03

Tableau VI.2 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites.

D (mm)	HMT (m)	Puissance (kW)	Energie kW/an	prix du DA/kWh	Dépense (DA)
110	46.61	6.13	44749	4.47	200028.03
125	42.53	5.60	40880	4.47	182733.6
160	39.25	5.16	37668	4.47	168375.96
200	38.39	5.05	36865	4.47	164786.55
315	38.03	5.00	36500	4.47	163155

Tableau VI.3 : Calcul des Frais d'amortissement des conduites

D (mm)	PRIX DA/ml	LONGUEUR (ml)	DEPENSES (DA)
110	**1300,08**	990	1287079
125	2203,67	990	2181633
160	3486,35	990	3451487
200	5391,86	990	5337941
315	12899,22	990	12770228

Tableau VI.4: Bilan des frais des conduites.

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais totaux (DA)
110	**1287079**	**200028.03**	**1487107.03**
125	2181633	182733.6	2364366.6
160	3451487	168375.96	3619862.96
200	5337941	164786.55	5502727.55
315	12770228	163155	12933383

- En se basant sur les données du tableau précédent, on peut conclure que le diamètre optimal est de 110mm et que la vitesse d'écoulement correspondante est de 1,23 m/s.

VI.4.9. Vérification de l'adduction

❖ **Adduction SPN°01-SPN°02 et SPN°02-réservoir 200 m3 :**

Selon la proposition le débit de refoulement s'élevé à 80 m^3/h à long terme.

- **A l'état actuel**

Q=40 m3/h =0.011 m3/s.

D = $\sqrt{Q}$ D = $\sqrt{0.011}$ D = 0.105 =105mm

Le diamètre de l'adduction existant est 125 mm.

V=$\frac{Q}{S}$ $\Rightarrow$ V=$\frac{4*0.011}{3.14*0.125^2}$=1m/s

- **A long terme**

Q=80 m3/h =0.022 m3/s.

D = $\sqrt{Q}$ D = $\sqrt{0.022}$ D = 0.149 =149mm

Le diamètre de l'adduction existant est 125 mm.

V=$\frac{Q}{S}$ ⇒ V=$\frac{4*0.022}{3.14*0.125^2}$=1.79m/s

- D'après cette vérification Cette vitesse d'écoulement est vérifiée elle est dans la fourchette (1-2) m /s donc on garde le diamètre existant de l'adduction (125 mm) et on change le type de matériaux en P.E.H.D PN10.

VI.10. Conclusion

Dans ce chapitre, on a dimensionné la conduite d'adduction, qui achemine l'eau vers un réservoir de 100 m3 en utilisant un tuyau de 110 mm de diamètre sur une distance totale de 990 ml.

CHAPITRE VII :
ACCESSOIRES DE RESEAU

INTRODUCTION

Le long d'une canalisation, divers accessoires sont installés pour accomplir plusieurs fonctions essentielles. Parmi ces accessoires, on trouve les robinets-vannes à opercule, les robinets-vannes à papillons, les ventouses (simples ou à double orifice), les clapets d'air, les instruments de mesure (débitmètres, manomètres) ainsi que les pièces de raccordement. Ces éléments sont mis en place dans le but de :

- Assurer un écoulement fluide de l'ensemble.
- Réguler les pressions et mesurer les débits.
- Protéger l'intégrité de la canalisation.
- Vider une conduite de son contenu.
- Introduire ou évacuer de l'air dans la conduite selon les besoins.
- Extraire des débits de la canalisation lorsque nécessaire.

VII.1. LES ROBINETS

VII.1.1. Les robinets vannes

Ces dispositifs sont installés à chaque point de jonction de notre réseau, et ils permettent d'isoler les différentes sections du réseau lorsqu'une réparation est nécessaire sur l'une d'entre elles. Le nombre de vannes doit correspondre au nombre de branches moins 1.

Ils facilitent également la régulation du débit, leur activation se fait depuis le sol à l'aide d'une clé appelée "béquille". Celle-ci est insérée dans une ouverture dédiée située sur le trottoir, pour un accès aisé.

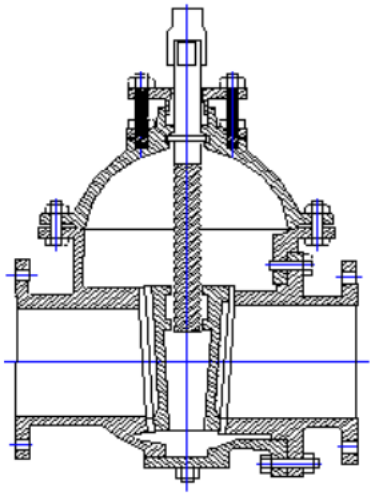


Figure VII.1: Robinet vanne

VII.1.2. Les vannes papillons

Ce sont des vannes de survitesse principalement utilisées au niveau des réservoirs d'eau (à la sortie de la conduite).

Dans notre projet, on installe ce type de vannes en amont des conduites : P121, P116, P1. Ce sont des vannes déséquilibrées qui se ferment sous la pression de l'eau, et elles ne doivent

pas être utilisées en aval d'une conduite. Elles engendrent une perte de charge minimale et présentent une excellente capacité d'ajustement. En ce qui concerne la régulation, l'angle de manœuvre de l'obturateur est limité à 60 degrés, car au-delà, le débit diminue considérablement et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60 degrés, atteignant même un maximum vers 80 degrés, ce qui nuit à la stabilité de fonctionnement.



Figure VII.2 : Les vannes papillons

VII.1.3. Les vannes d'isolement

Ces vannes sont mises en œuvre au niveau des conduites afin d'assurer l'isolation d'un réservoir.

VII.1.4. Les vanne à clapet d'anti retour

Les vannes permettent de réguler le flux dans une seule direction. Elles sont généralement positionnées aux points de transition entre deux niveaux de pression, sur les conduites de refoulement des pompes, ainsi que sur les conduites où les compteurs d'eau sont installés.

VII.1.5. Les vanne de réduction de pression

Ces vannes sont utilisées pour ajuster la pression à une valeur cible ou pour réduire la pression à un niveau prédéfini. Dans notre projet, nous veillons à maintenir la pression en dessous de 6 bars, sans la dépasser.

VII.2. REGULATEUR DE PRESSION AMONT

Cet équipement est principalement conçu pour garantir une pression adéquate dans les canalisations en gravité.



Figure VII.3 : Régulateur de pression amont

VII.3. LES VENTOUSES

Les dispositifs de dégazage, appelés ventouses, sont stratégiquement positionnés aux points les plus élevés du réseau afin de prévenir la création de vide dans les systèmes hydrauliques. Deux variantes de ventouses sont disponibles sur le marché :

1. Ventouse simple : Son rôle principal est d'éliminer l'air des conduites à haute pression.

2. Ventouse à deux orifices : Elle regroupe les fonctionnalités des deux types en un seul appareil.

Une ventouse est composée d'une enceinte en communication avec la conduite, où un flotteur est utilisé pour obturer précisément un orifice calibré. Ce flotteur peut avoir une forme cylindrique ou sphérique et peut être revêtu d'une enveloppe en caoutchouc. Ces dispositifs sont installés aux points élevés des conduites, là où l'air a tendance à s'accumuler, que ce soit lors de la phase de remplissage initiale ou pendant le fonctionnement normal. De plus, ces points sont également cruciaux pour l'admission d'air lors des procédures de vidange.

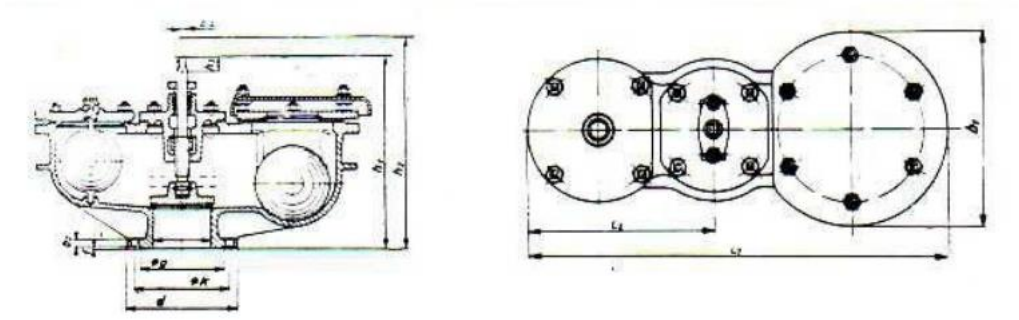


Figure VII.4 : Ventouse à deux flotteurs.

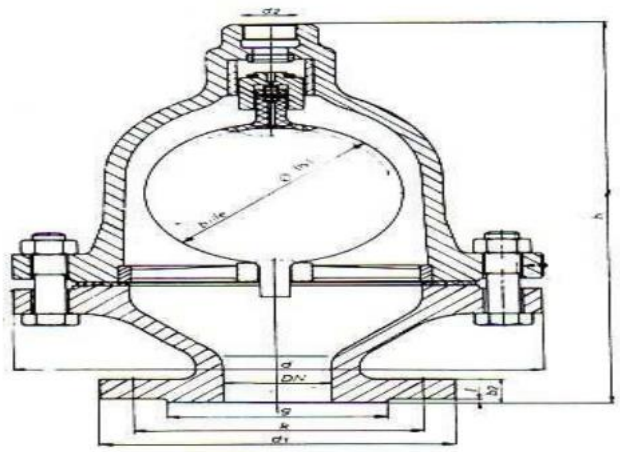


Figure VII.5 : Ventouse à un seul flotteur.

VII.4. ORGANES DE MESURE

Dans le cadre de notre projet, on installe ces dispositifs à la sortie et à l'entrée des réservoirs, ainsi qu'à l'entrée du réseau, dans le but de surveiller les niveaux de pression et de débit.

VII.4.1. Mesure de debit

Les équipements les plus fréquemment employés dans les installations comprennent :

- Le diaphragme.
- La venturi.
- La tuyère.

Ces dispositifs induisent une contraction de la section de l'écoulement. Cette contraction entraîne une accélération de la vitesse de l'écoulement à l'emplacement de l'appareil, ce qui se traduit par une diminution de la pression. La mesure est réalisée à l'aide d'un capteur de pression différentielle.

- Ces dispositifs sont employés à l'entrée et à la sortie des réservoirs, ainsi qu'à l'entrée du réseau.

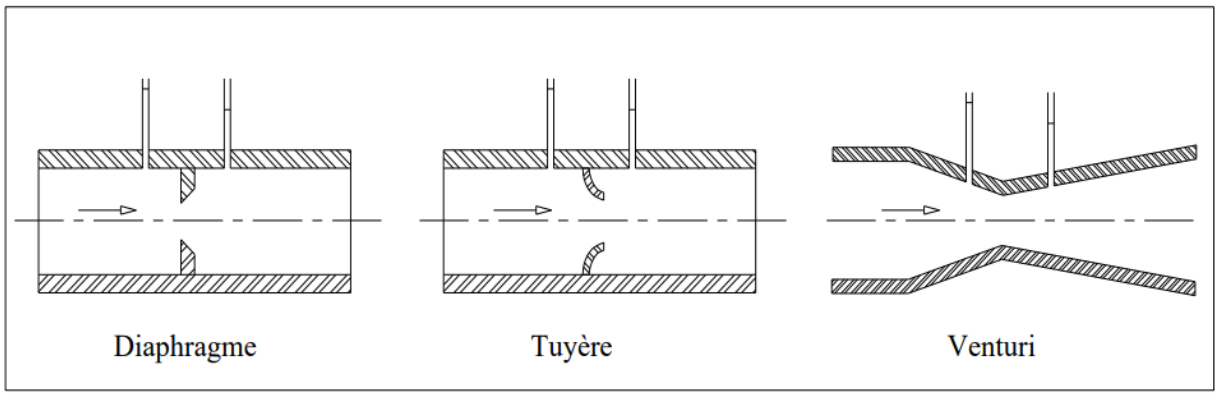


Figure VII.6: Débitmètres déprimogènes

VII.4.2. Mesure de pression

Les instruments de mesure les plus couramment utilisés comprennent :

- Les manomètres à aiguilles

Dans ces manomètres, le mouvement est transmis à l'aiguille par le biais d'un secteur denté, d'un levier ou d'une membrane. L'avantage de cette méthode de transmission réside dans sa facilité d'étalonnage. Cependant, son inconvénient majeur réside dans l'usure rapide des dents, en particulier lorsque le manomètre est soumis à des vibrations.

- Les manomètres à soufflet

Ce sont des manomètres dont l'élément actif est un soufflet élastique. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage de ne pas être sensibles au gel, mais ils sont sensibles aux vibrations et à la surchauffe.



Figure VII.7: Manomètre à soufflet

- Dans notre projet, on utilise le manomètre à aiguilles pour évaluer la pression à la sortie des réservoirs ainsi qu'à l'entrée du réseau.

VII.5. PIECES SPECIALES DE RACCORDEMENT

VII.5.1. Les Tés

Ils sont utilisés dans un système pour prélever ou injecter un débit.

VII.5.2. Les coudes

Ils sont utilisés pour le changement de direction

VII.5.3. Les Croix de jonction

Ils sont employés au niveau des points de jonction pour permettre le croisement de deux conduites perpendiculaires.

VII.6. LES POTEAUX D'INCENDIE

Le nombre et la proximité des poteaux d'incendie varient en fonction des débits d'incendie. Pour les débits plus élevés, il est nécessaire que les poteaux d'incendie disposent d'au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre, auxquelles s'ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 litres par minute ou si la pression de l'eau est faible.

Ces poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau au moyen de conduites de raccordement d'au moins 100 mm de diamètre et d'un débit de 17 litres par seconde, équipées d'une vanne d'isolement. La distance entre les poteaux d'incendie le long des rues ne doit pas excéder 200 mètres.

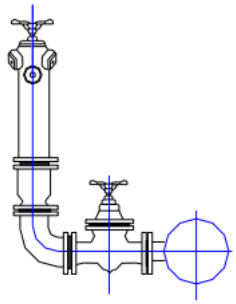


Figure VII.8: Bouche d'incendie

VII.7. CONCLUSION

Les accessoires sont essentiels dans un réseau d'alimentation en eau potable, comme nous venons de le constater à travers leur rôle varié. Certains sont dédiés à la lutte contre les incendies, tandis que d'autres sont conçus pour éliminer l'air des conduites en cas d'écoulement ou pour permettre l'entrée d'air lors de la vidange, comme c'est le cas avec les ventouses

CHAPITRE VIII :
ORGANISATION DE CHANTIER

INTRODUCTION

L'organisation d'un chantier implique la planification et la coordination des ressources nécessaires pour mener à bien les travaux dans des conditions optimales et dans les délais les plus courts possibles.

Les étapes à suivre sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) comprennent :

1. Implantation des tracés des tranchées sur le terrain.
2. Excavation des tranchées.
3. Pose des conduites.
4. Réalisation des tests d'étanchéité et d'intégrité des canalisations.
5. Remblayage des tranchées.

VIII.1. IMPLANTATION DU TRACE DES TRANCHEES SUR LE TERRAIN

- **Matérialisation**

On marque le tracé de la tranchée sur le terrain en utilisant des jalons placés en alignement droit, espacés de 50 mètres. Cette tâche est accomplie en mesurant leurs distances sur le plan à l'aide de repères fixes ou de bornes. De cette manière, l'orientation des axes et de leurs extrémités est précisément définie.

- **Nivellement**

Le nivellement est la technique permettant de mesurer les variations d'altitude entre deux points ou plus, particulièrement sur un terrain en pente constante. En présence d'obstacles sur le terrain, on utilise la méthode du nivellement par cheminement, accompagnée de calculs simples, pour déterminer l'altitude de chaque point et ainsi la profondeur de la tranchée à ce point précis.

VIII.2. EXCAVATION DES TRANCHEES

Cette procédure se subdivise en deux phases :

VIII.2.1. Enlèvement de la couche végétale

Pour accomplir cette tâche, on choisit d'utiliser soit un bulldozer, soit un angledozer.

VIII.2.2. Excavation

En fonction des caractéristiques du terrain, l'excavation sera réalisée de manière mécanique.
La profondeur minimale de la tranchée à creuser doit être d'au moins 1 mètre, pour les raisons suivantes :

- Préserver la fraîcheur de l'eau pendant les périodes de chaleur intense.

- Protéger les conduites contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être suffisante pour permettre à un travailleur d'opérer sans difficulté, et elle augmente en fonction du diamètre des conduites à installer. L'excavation des

tranchées est effectuée par sections successives, en commençant par les points les plus élevés, afin de garantir un écoulement naturel des eaux d'infiltration.

Par conséquent, l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres, notamment :

- La profondeur de la tranchée (Htr).

- La largeur de la tranchée (b).

- La distance entre les supports de canalisation.

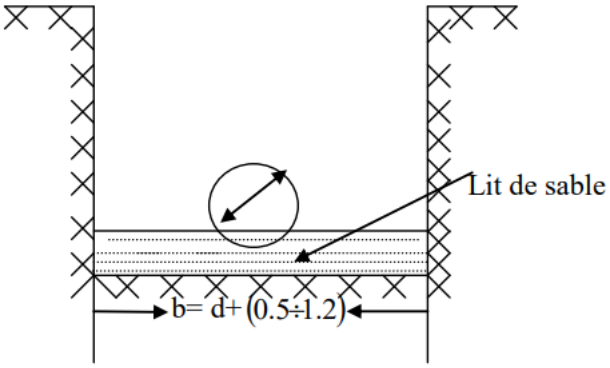


Figure VIII.1: Schéma d'une tranchée

VIII.2.2.1. La profondeur (Htr)

La profondeur de la tranchée varie en fonction du diamètre de la canalisation.

Elle est calculée par la relation suivante :

$H_{tr} = D + h + h_1$

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol est compris entre 80 et 120 cm, on prend h=0,8m ;

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

VIII.2.2.2. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.
b = D + 0,6 m.

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

VIII.2.3. Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation

Comme déjà indiqué, l'excavation sera effectuée de manière mécanique, et le choix de l'équipement (pelle mécanique équipée d'une rétro ou d'une butée) sera déterminé en fonction de son adéquation avec les besoins spécifiques du chantier et les exigences qui en découlent.



Figure VIII.2: Pelle mécanique

VIII.2.3.1. Pelle équipée en rétro

Les compétences de la pelle rétro comprennent :

- Excavation sous le niveau de support à sa hauteur.
- Possibilité d'excaver dans la direction de la machine.
- Excavation rapide et précise de tranchées à talus verticaux.



Figure VIII.3: Pelle équipée en rétro

VIII.2.3.2. Pelle équipée en butée

Les spécificités de la pelle en butée se résument comme suit :

- Excavation en hauteur au-dessus de la base de la machine.

- Capacité de collecte de matériaux.

En prenant en compte la nature des travaux requis, en comparant les domaines d'application et les caractéristiques de chacun des deux types de pelles, notre choix se porte sur une pelle équipée en rétro à roue pneumatique afin d'obtenir une efficacité optimale. Pour définir les caractéristiques de la pelle, il est nécessaire de calculer le volume total à excaver pour notre réseau.

VIII.2.4. Calcul des volumes

VIII.2.4.1. Calcul du volume à excaver

Tableau VIII.1: Calcul du volume à excaver

	D (mm)	L(m)	b(m)	h(m)	v (m3)
Adduction	110	990	0.71	1.06	745.074
Distribution	200	250	0.8	1.15	230
	160	840.75	0.76	1.11	709.2567
	125	1680	0.725	1.075	1309.35
	110	1685	0.71	1,06	1268.131
	90	1850	0,69	1.04	1327.56
	75	1705	0.675	1.025	1179.6469
	63	1505	0.663	1.013	1010.7866
	50	1180	0.65	1	767
	40	1565	0.64	0.99	991.584
Total	/	13250.75	/	/	9538.3892

VIII.2.4.2. Calcul des volumes des lits de pose :

On prévoit de créer un lit de pose d'une épaisseur de 15 cm, et les volumes correspondants sont déterminés dans le tableau ci-dessous.

Tableau VIII.2: Calcul volume des lits de sable

Lit de pose	Longueur(m)	Largeur de la tranchée(m)	Epaisseur(m)	Volume(m3)
SABLE	990	0.71	0.15	105.44
	250	0.8	0.15	30.00
	840.75	0.76	0.15	95.85
	1680	0.725	0.15	182.70
	1685	0.71	0.15	179.45
	1850	0,69	0.15	191.48
	1705	0.675	0.15	172.63
	1505	0.663	0.15	149.67
	1180	0.65	0.15	115.05
	1565	0.64	0.15	150.24
Total	/	/	/	1372.50

VIII.2.5. Aménagement du lit de pose des conduites

Avant d'installer les conduites, on devra effectuer les étapes suivantes [7]:

- Enlever les grosses pierres des déblais situés sur les côtés de la tranchée afin d'éviter tout risque de chute accidentelle sur la canalisation une fois qu'elle est en place.
- Niveler avec précision le fond de la fouille de manière à maintenir une pression constante entre les points de changement de pente prévus.
- Ensuite, établir le niveau du fond de la tranchée en créant une base de pose bien compactée avec du sable meuble. Cette couche de sable a une épaisseur d'environ 20 cm (dans notre cas, nous avons opté pour 15 cm).
- L'identification des canalisations enterrées s'effectue en utilisant un grillage avertisseur de couleur bleue. Ce grillage sera installé à une distance minimale de 30 cm au-dessus de la partie supérieure de la canalisation.

VIII.2.6. POSE DES CONDUITES

Avant d'abaisser les conduites dans la tranchée, il est nécessaire de trier les conduites afin d'éliminer celles qui ont été endommagées par des chocs. Ensuite, on les abaisse lentement en utilisant un équipement de levage, les plaçant soigneusement au fond de la tranchée. Pendant la phase d'installation, on effectue régulièrement des vérifications pour garantir un alignement correct des tuyaux et assurer un processus d'installation adéquat.



Figure VIII.4 : Pose des conduites en PEHD dans les tranchées

VIII.2.7. L’enrobage:

L'enrobage comprend plusieurs composants, notamment le lit de pose, l'assise (le remblai jusqu'au niveau des reins) et le remblai de protection (qui s'étend au-dessus de la génératrice supérieure de 30 cm).

Les matériaux utilisés pour l'assise et le remblai de protection sont généralement le tuff ou issus des déblais des fouilles, à condition d'avoir été préalablement débarrassés de tout matériau susceptible d'endommager le tuyau par des chocs ou un tassement, comme les blocs rocheux, ainsi que de tout matériau nuisible, tel que les débris végétaux.

VIII.3. EPREUVE DE JOINT ET DE LA CANALISATION

Après avoir maintenu une pression constante pendant 5 minutes, à la pression requise pour l'essai, nous procédons à l'ouverture de la valve de purge située à l'autre extrémité du tronçon d'essai par rapport au manomètre. Cette étape a pour but de s'assurer qu'aucun obstacle n'entrave l'augmentation de la pression sur toute la longueur du tronçon soumis à l'essai. Ensuite, la pression est rétablie à la valeur de pression d'essai recommandée, et cela continue pendant la durée spécifiée, avec toutes les mesures de précaution nécessaires pour éviter les coups de bélier dans la canalisation.

VIII.4. REMBLAIEMENT DE LA TRANCHEE

Après avoir passé avec succès les tests requis, le remblai doit être soigneusement compacté manuellement en utilisant exclusivement la terre provenant des déblais, en excluant tout élément indésirable.

VIII.5. CALCUL DU MONTANT D'ADDUCTION ET DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau VIII.3: cout de la canalisation**.**

Travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement en tranchée dans un térrain de toute nature , quelle que soit la dureté du terrain.		m3	9611.9592	1200	11534351.04
Fourniture et pose lit de sable ep 0.15m		m3	1372.50	900.00	1235250
Enrobage en tuff y compris le compactage et l'arrosage au-dessus de la conduite sur 30 cm d'épaisseur		m3	1555	1 000.00	1555000
Travaux de remblai en terre ordinaire épierrée, provenant des déblais, au-dessus grillage avertisseur		m3	945	100.00	94500
Fourniture et mise en place de grillage avertisseur de couleur bleue		ml	13250.75	40	530030
Fourniture et pose des Conduites en PEHD – PN=10bars à souder	Ø200	ml	250	3 248.16	812040
	Ø160	ml	840.75	2122.23	1784264.873
	Ø125	ml	1680	1 295.61	2176624.8
	Ø110	ml	2675	1 017.00	2720475
	Ø90	ml	1850	682.62	1262847
Fourniture et pose des Conduites en PEHD – PN=10bars à souder	Ø75	ml	1705	573.94	978567.7
	Ø63	ml	1505	405.96	610969.8
	Ø50	ml	1180	256.63	302823.4
	Ø40	ml	1565	167.99	262904.35
Fourniture et pose des croix en PEHD – PN=10 bars à souder	DN 160/160 mm	U	1	15358.61	15358.61
	DN 125/125 mm	U	4	13 422.51	53690.04
	DN 110/110mm	U	4	8 575.50	34302
	DN 90/90mm	U	2	6 575.62	13151.24
	DN 75/75mm	U	2	4 613.67	9227.34
	DN 63/63mm	U	2	3 003.45	6006.9
	DN 50/50mm	U	1	2730.65	2730.65

Fourniture et pose des Tés égaux en PEHD – PN=10 bars à souder.	DN 160/160 mm	U	2	17674.30	35348.6
	DN 125/125 mm	U	3	11036.28	33108.84
	DN 110/110 mm	U	2	7050.97	14101.94
	DN 90/90 mm	U	1	6391.85	6391.85
	DN 75/75 mm	U	2	5497.75	10995.5
	DN 50/50 mm	U	1	2399.49	2399.49
	DN 40 /40 mm	U	3	2038.05	6114.15
Fourniture et pose des Tés réduits en PEHD – PN=10 bars à souder	DN90/75mm	U	2	7399.54	14799.08
	DN90/63mm	U	1	7399.54	7399.54
	DN160/125mm	U	1	24429.45	24429.45
	DN160/110mm	U	1	20180.84	20180.84
	DN125/110mm	U	1	16402.15	16402.15
	DN125/90mm	U	1	19502.67	19502.67
	DN75/63mm	U	1	8509.47	8509.47
Fourniture et pose des réductions en PEHD – PN=10 bars à souder	DN 200/125 mm	U	1	21 833.87	21833.87
	DN 125/110 mm	U	2	8408.60	16817.2
	DN 125/90 mm	U	4	8231.25	32925
	DN 125/75 mm	U	3	6675.22	20025.66
	DN 125/63 mm	U	1	5119.20	5119.2
	DN 110/90 mm	U	4	5472.11	21888.44
	DN 110/75 mm	U	2	5363.39	10726.78
	DN 90/75 mm	U	4	4754.23	19016.92
	DN 90/63 mm	U	1	4629.12	4629.12
	DN 75/63 mm	U	3	3149.11	9447.33
	DN 63/40 mm	U	1	1664.95	1664.95
	DN 50 / 40 mm	U	3	1664.95	4994.85
Fourniture et pose des Robinets vannes en FONTE – PN=10 bars	DN 200 mm	U	4	51401.33	205605.32
	DN 125 mm	U	11	26236.71	288603.81
	DN 100mm	U	8	19217.74	153741.92
	DN 80mm	U	9	16164.35	145479.15
	DN 65mm	U	20	15708.26	314165.2
	DN 50mm	U	7	13267.92	92875.44
	DN40mm	U	33	12657.82	417708.06
Fourniture et pose des vidanges en – PN=10 bars	DN 100 mm	U	2	41 978.74	83957.48
	DN 80 mm	U	1	37 674.92	37674.92
	DN 50 mm	U	1	25 862.96	25862.96
	DN 40 mm	U	2	25 133.22	50266.44
Les poteaux d'incendie		U	3	70 000,00	210000
Montant hors taxes (DA)					**28409828.33**
T.V.A 19% (DA)					**5397867.383**
Montant T.T.C (DA)					**33807695.72**

VIII.6. CALCUL DU VOLUME DES TRAVAUX DE RESERVOIR 100M^3 :

Réservoir de stockage projeté avec une capacité de 100 m^3, avec la dimension suivant :

- Diamètre = 6 m
- Hauteur = 4 m

- **Décapage de terre végétale :**

$$V_{déc} = S_{déc} * e_{déc}$$

Sachant que:

- ✓ e : l'épaisseur de décapage (m) ; e = 0.2 m
- ✓ $S_{déc}$: Surface décaper (m^2) ; $S_{déc} = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 8.5^2}{4} = 56.74 m^2$
- ✓ $V_{déc}$=56.74*0.2= 11.35 m^3
- **Calcule volume de Déblai :**

$$VD = S_d * H * \alpha$$

Avec:

- ↳ e : l'épaisseur de déblais (m) ; e = 0.35 m
- ↳ $S_{déc}$: Surface déblais (m^2) ; $S_{déc} = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 8.5^2}{4} = 56.74\ m^2$
- ↳ α : Coefficient de foisonnement (15%)

Donc le volume décapé sera :

- ↳ $VD = S_d * H * \alpha$
- ↳ V_D = 56.74*0.35*1.15 = 22.84 m^3

- **Volume de béton de propreté :**

$$V_{bp} = L_{bp} * l_{bp} * H_{bp}\ .$$

Ou :

- ✓ $S_{B.p}$: surface Bêton propreté (m^2) ; $S_{déc} = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 8.5^2}{4} = 53.45\ m^2$
- ✓ Hbp : la hauteur de béton de propreté ; Hbp=0.2 m
- ✓ Vbp = 53.45*0.2= 10.70 m^3

- **Béton armé :**

Les composants de Réservoir construits en béton armé comprennent :

- ✓ Le radier de réservoir de stockage
- ✓ La cuve de réservoir
- ✓ La coupole de reservoir

- **Béton armé dosé à 350 kg/m3 Pour le radier :**

$$Vr = Sr * Hr$$

Avec:

- ✓ Hr : hauteur de radier (m) ; Hr = 0.35 m
- ✓ Sr : Surface de radier (m2) ; $Sr = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 6.85^2}{4} = 36.85\ m^2$
- ✓ Vr =36.85*0.35 = 12.90 m3

- **Béton armé dosé à 350 kg/m3 Pour la cuve :**

$$V_{cuve} = S_{cuve} * H_{cuve}$$

Avec:

- ✓ Hv : hauteur de la cuve (m) ; H_{cuve} = 4 m
- ✓ S_{cuve}= Surface de la cuve (m2) ; $S_{cuve} = \frac{\pi \times (D+2*e)^2}{4} - \frac{\pi \times D^2}{4} = 3.90\ m^2$
- ✓ e : l'épaisseur de la cuve (m) ; e = 0.2 m
- ✓ V_{cuve} = 3.90 * 4 = 15.58 m^3

- **Béton armé dosé à 350 kg/m3 Pour la coupole :**
  - Vc = Sc * e

Ou:

- ✓ Sd : La surface de la coupole est S= 2 x 3,1416 x R x f
- ✓ R= Rayon de courbure ; $R=\frac{D^2+4f^2}{8f}$,donc R= 8 m
- ✓ f= flèche de la coupole (m) ; $f \geq \frac{D}{10}$,donc f=0.6 m
- ✓ e : l'épaisseur de la dalle (m) ; e = 0.2 m

Donc:

- Sc = 2 * 3.14 * 8 * 0.6 = 30.14m^2
- V_c= Sc * e = 30.14 * 0.2 = 8.25 m^3

- **Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour la ceinture :**
  - Vceinture = Sc * e

Ou:

- ✓ Sd : La surface de la ceinture (m2) ; $S= \frac{\pi \times (D+2*e)^2}{4} - \frac{\pi \times D^2}{4} = 20.6\ m^2$
- ✓ D : Diamètre intérieure (m) ;
- ✓ La ceinture a la dimension de 40 cm de largeur et 60 m hauteur

Donc:

- $V_{ceinture}$ = Sc * e = 20.6 * 0.6 =12.36 m^3

- **Surface de crépissage**

✓ S_{cuve}= Surface de la cuve (m2) ; $S_{cuve} = \frac{\pi\times(D+2*e)^2}{4} - \frac{\pi\times D^2}{4} = 3.90\ m^2$

✓ Sd : La surface de la ceinture (m2) ; S= $\frac{\pi\times(D+2*e)^2}{4} - \frac{\pi\times D^2}{4} = 20.6\ m^2$

✓ Sc : surface de coupole ; Sc = 2 * 3.14 * 8 * 0.6 = 30.14m2

Donc Surface totale sera 54.64 m2

VIII.7. CALCUL DU MONTANT DE RESERVOIR DE STOCKAGE

Tableau VIII.4 : cout de réservoir de stockage

désignation des travaux	unité	quantité	prix unitaire	Montant totale
travaux terrassement				
décapage	m3	11.35	320	3 632
déblais	m3	22.84	500	11 420
construction en béton				
Béton de propreté dosé à 150kg/m3	m3	10.70	12000	128 400
Béton armé dosé à 350kg/m3	m3	36.73	50000	1 836 500
Remblais	m3	5,27	350	1 844.5
Crépissage	m2	54.64	1000	54 640
équipement et accessoire (vanne, flotteur, clapet ; crépine; by-pass ,,)				5 000 000
Montant Total	DA	7 036 436.5		
Montant TVA(19%)	DA	1 336 922.94		
Montant Total (TTC)	DA	**8 373 359.44**		

Le tableau ce dessous représente le cout total de projet :

Désignation	**Montant Total en DA**
Réseaux d'adduction + Distribution	33 807 695.72
Réservoir de stockage 100m^3	8 373 359.44
Montant globale	42 181 055,20

VIII.8. PLANIFICATION DES TRAVAUX

Avant de lancer les travaux sur le chantier de construction, il est impératif de mettre en place une planification préliminaire. Cette étape nécessite une évaluation théorique visant à déterminer la méthode la plus efficace pour utiliser la main-d'œuvre et les ressources disponibles.

L'objectif de cette planification est de s'assurer que toutes les étapes se déroulent de la manière suivante :

- En respectant une séquence appropriée qui assure une bonne coordination des opérations du chantier.
- Sans subir de retards.
- De manière économiquement efficiente.
- En identifiant de manière transparente les tâches à accomplir et leur durée respective.

Méthode à nœud : Cette méthode se caractérise par la représentation des tâches sous forme de flèches, traversées par un flux temporel. Chaque sommet (nœud) représente une étape ou un événement dans le processus. La détermination du chemin critique nécessite la prise en compte des paramètres essentiels suivants :

- ✓ TR : Temps nécessaire pour réaliser une tâche.
- ✓ DCP : Date de début au plus tôt.
- ✓ DCPP : Date de début au plus tard.
- ✓ DFP : Date de fin au plus tôt.
- ✓ DFPP : Date de fin au plus tard.

- ✓ MT : Marge totale.

Ces paramètres sont calculés selon les relations : DFP = DCP + TR et DCPP = DFPP - TR.

- **Méthode à flèche :** Cette méthode se caractérise par la représentation des étapes sous forme de flèches, avec les tâches représentées aux sommets.

Pour ce projet on utilise la méthode a nœud.

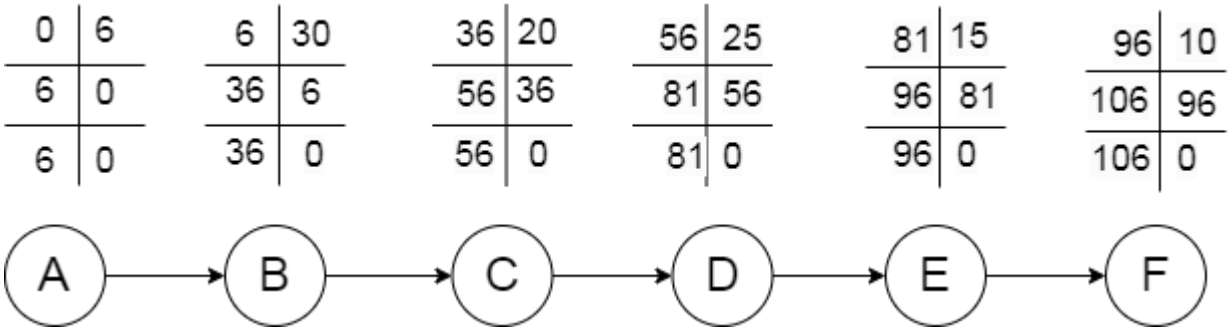
Réalisation de canalisation :

Le tableau suivant représenté les taches de réalisation de canalisation :

Tableau VIII.5: la tâche de réalisation canalisation

NOTATION	OPERATION	Durée (jour)
A	Décapage	6
B	Exécutions des tranchés et des fouilles	30
C	Pose de canalisation	20
D	Soudage et raccordement des conduites	25
E	Remblais des tranchées	15
F	Compactage	10

Méthode des nœuds:



Figures VIII.5: réseau a nœud de canalisation

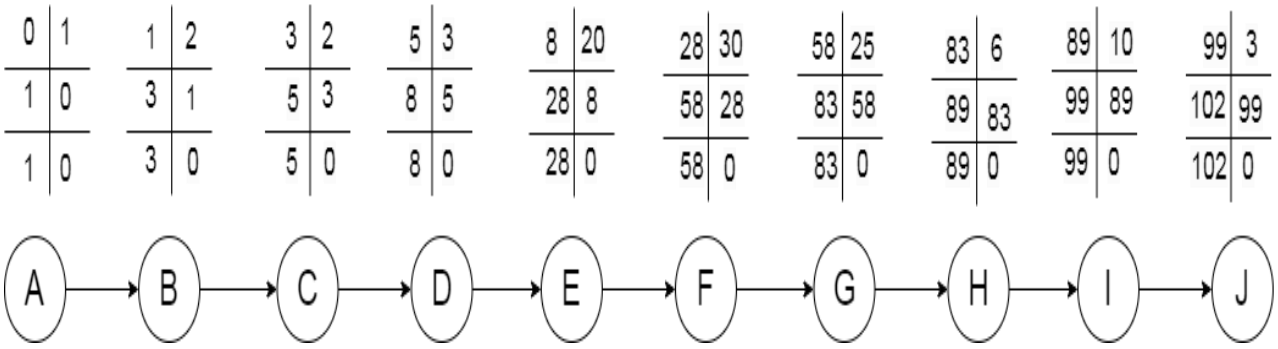
- Alors le temp nécessaire sera 106 jours

Réalisation de réservoir de stockages 100m^3:

Tableau VIII.6: la tâche de réalisation de réservoir de stockages 100m^3

NOTATION	OPERATION	Durée (jour)
A	Décapage	1
B	Excavation	2
C	Organiser le groupe de travail	2
D	Coulage du béton de propreté	3
E	Coulage du béton armé de radier	20
F	Coulage béton armé de la cuve de réservoirs	30
G	Coulage béton armé de la coupole	25
H	Remblayage et compactage	6
I	Maçonnerie et finition générale	10
J	Nettoyage	3

Méthode de nœud:



Figures VIII.6: réseau a nœud de réservoir 100m^3

- Alors le temp necessaire = 102 jour

VIII.9. Conclusion

L'évaluation réalisée on a fourni une estimation du coût du projet de conception d'un tout nouveau réseau de distribution d'eau potable pour Si Mahdjoub, qui s'élève à 42181055,20 DA, avec une durée de mise en œuvre approximative de 6 mois.

Conclusion générale

Cette étude a débuté par une vue d'ensemble des lacunes observées dans le système d'approvisionnement en eau potable de la ville de SI MAHDJOUB. Dans ce contexte, on a identifié plusieurs anomalies au niveau du réseau de distribution, de l'adduction, des installations de stockage, et des sources d'eau.

En réponse à ces lacunes, les recommandations suivantes sont à envisager :

- La rénovation du réseau de distribution de SI MAHDJOUB.

- dimensionnement un nouveau réseau pour le pôle urbain.

- Projection d'un réservoir d'une capacité de 100 m^3 avec une cote adéquate.

- La mise en place d'une nouvelle conduite d'adduction et son itinéraire vers le réservoir projeté de 100 m^3.

En conclusion, pour une gestion plus efficace de notre réseau, on a également abordé les aspects de gestion, d'exploitation, et les activités d'entretien nécessaires pour les diverses installations. Cette étude a couvert une multitude point concernant le système d'alimentation en eau potable.

Bibliographie

[1] **B. SALAH** « d'Alimentation en eau Potable des agglomérations », ENSH, 2014

[2] **C. GOMELL** et **H. GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL.

[3] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.

[4] **DUPONT.A** : Edition Eyrolles Paris 1988 Hydraulique urbaine Tome I et II.

[5] **Didier Gallard** « L'ADDUCTION quelques principes concernant le fonctionnement et le dimensionnement » en Éthiopie sur le programme hydraulique de Bélé de 1990 à 1992.

[6] **J. BONNIN** : Hydraulique urbaine appliquée en agglomération de petite et moyenne Importance

[7] **E. IVANOV** Organisation et la construction d'un système du projet de distribution de l'eau.

Les liens de référence

www.researchgate.net

www.structureparasismic.com

ANNEXES

ANNEXE I : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	**10001à 50000**	**50001 à 100000**	**Plus de 100000**	**Agglomération de type rurale**
0-1	01	1.5	3	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
23-00	01	1.5	3.3	3.7	01

ANNEXE II : Variation du coefficient βmax

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
B_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

ANNEXE III : tube PEHD eau potable (PN10)

Référence	Désignation	Diamètre Ext (mm)	Épaisseur (mm)	Diamètre Int (mm)	Q en l/s pour V=0,5 m/s	V= 1 m/s
11 003 0161	Tube PEHD	**16**	/	/	/	/
11 003 0201	Tube PEHD	**20**	2.0	16	**0.10**	**0.20**
11 003 0251	Tube PEHD	**25**	2.0	21	**0.17**	**0.35**
11 003 0321	Tube PEHD	**32**	2.4	27.2	**0.29**	**0.58**
11 003 0401	Tube PEHD	**40**	3.0	34	**0.45**	**0.91**
11 003 0501	Tube PEHD	**50**	3.7	42.6	**0.71**	**1.43**
11 003 0631	Tube PEHD	**63**	4.7	53.6	**1.13**	**2.26**
11 003 0751	Tube PEHD	**75**	5.6	63.8	**1.60**	**3.20**
11 007 0901	Tube PEHD	**90**	5.4	79.2	**2.46**	**4.93**
11 007 1101	Tube PEHD	**110**	6.6	96.8	**3.68**	**7.36**
11 007 1251	Tube PEHD	**125**	7.4	110.2	**4.77**	**9.54**
11 007 1601	Tube PEHD	**160**	9.5	141	**7.81**	**15.61**
11 007 2001	Tube PEHD	**200**	11.9	176.2	**12.19**	**24.38**
11 007 2501	Tube PEHD	**250**	14.8	220.4	**19.08**	**38.15**
11 007 3151	Tube PEHD	**315**	18.7	277.6	**30.26**	**60.52**
11 007 4001	Tube PEHD	**400**	23.7	352.6	**48.82**	**97.65**
11 007 5001	Tube PEHD	**500**	29.7	440.6	**76.23**	**152.47**
11 003 6301	Tube PEHD	**630**	51.2	527.6	**109.31**	**218.62**

Source: STPM CHIALI