الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⴰⵖⵓⵔⴱⴰⵣ ⴰⵖⵓⵍⵏⴰⵡ ⵉⵎⵉⵏⵓⴳ ⵏ ⵜⵎⵓⵙⵡⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Étude et Diagnostic du réseau d'AEP de la commune de Sidi Ayad -w- Bejaïa

Présenté par :
BRAHMI Salas

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Pr, SALAH Boualem	Professeur	Président
Dr, ALI SEGHIR Djamel	M.C.A	Membre
Dr, HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Membre
Dr, DJOUDAR HALLAL.Dahbia	M.C.A	Promotrice

Session septembre 2025

Remerciements

Tout d'abord, je rends grâce à **Dieu Tout-Puissant**, sans qui rien n'est possible.

Je souhaite exprimer ma profonde reconnaissance aux **membres du jury**, pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'évaluer ce travail, ainsi que pour leurs remarques et suggestions constructives qui contribueront sans aucun doute à l'amélioration de ce mémoire.

Je tiens à adresser mes plus vifs remerciements à **Mme DJOUDAR Dahbia**, ma promotrice, pour le temps qu'elle m'a consacré, son bon esprit, son encadrement attentif et ses précieux conseils. Elle a toujours été présente chaque fois que j'avais besoin de son aide.

Mes remerciements les plus sincères vont également à **Mme KADI Latifa**, mon enseignante, qui m'a beaucoup aidé tout au long de ce mémoire et qui a toujours su répondre à mes questions lorsque je rencontrais des difficultés.

J'exprime aussi toute ma gratitude à l'ensemble des membres de l'**APC de Sidi Ayad** ainsi qu'à la **SRE de Sidi Aïch**, pour leur précieuse collaboration et pour m'avoir fourni les données nécessaires à la réalisation de ce travail.

Enfin, je souhaite témoigner toute ma reconnaissance à **M. Salim DJENKAL**, mon ingénieur encadrant de stage, pour ses conseils précieux et son accompagnement.

Dédicace

Je dédie ce mémoire, tout d'abord, à ma mère, à mon père, à mon frère et à ma sœur, dont l'amour et les sacrifices m'ont inspiré à devenir une meilleure personne.

À mon cher ami **Abdelwaheb**, que je considère comme un frère de cœur.
À tous mes amis : Ahcine, Hamza, Raouf, Abdelmalek, Hani et Rafaa, pour leur présence, leur soutien et les bons moments partagés.

À tous mes enseignants, pour leurs efforts et leur rôle dans mon parcours.

Et enfin, à toute bonne personne qui, de près ou de loin, m'a inspiré à donner le meilleur de moi-même.

ملخص :
تعاني بلدية سيدي عياد ولاية بجاية من صعوبات كبيرة في تزويد السكان بالمياه الصالحة للشرب بسبب الحالة المتدهورة لشبكتها الحالية. يقدم هذا البحث دراسة شاملة تهدف إلى إعادة تصميم وتحديث نظام الجر والتوزيع، مع الحفاظ على المنشآت القائمة، من أجل ضان تزويد موثوق ومنتظم لجميع القرى، بعد تشخيص مفصل، تم اقتراح عدة حلول تقنية تشل استخدام أنابيب البولي إيثيلين عالي الكثافة ووسائل حماية ضد ظاهرة المطرقة المائية، وقد سمحت المحاكاة الهيدروليكية المنجزة بواسطة برنامج وتركاد بتحسين مسار الشبكة واعتماد حل يجمع بين الكفاءة الهيدروليكية والجدوى الاقتصادية.
الكلمات المفتاحية :التشخيص، نظام الجر، التوزيع، المحاكاة الهيدروليكية باستخدام برنامج وتركاد، المطرقة المائية

Résumé :
La commune de **Sidi Ayad** connaît de sérieuses difficultés d'approvisionnement en eau potable en raison de l'état très dégradé de son réseau actuel. Ce mémoire présente une étude complète visant à redimensionner et moderniser le système d'adduction et de distribution, tout en conservant les ouvrages existants, afin d'assurer une desserte fiable et régulière pour l'ensemble des villages. À la suite d'un diagnostic détaillé, plusieurs solutions techniques ont été proposées, intégrant notamment l'utilisation de conduites en PEHD et de dispositifs de protection contre les coups de bélier. Une simulation hydraulique réalisée avec **WaterCAD** a permis d'optimiser le tracé du réseau et de retenir une solution alliant performance hydraulique et viabilité économique.

Mots-clés : diagnostic, système d'adduction, distribution, simulation WaterCad, coup de bélier.

Abstract:
The municipality of Sidi Ayad faces major challenges in providing drinking water due to the deteriorated condition of its existing network. This dissertation presents a comprehensive study which aims at redesigning and upgrading the water supply and distribution system, while preserving the existing infrastructure, to ensure a reliable and consistent service for all villages. Following a detailed diagnosis, several technical solutions were proposed, including the use of PEHD pipes and protection devices against water hammer. The hydraulic simulation carried out using WaterCAD optimized the network layout and led to the selection of a solution that combines hydraulic efficiency with economic viability.

Keywords: Diagnosis; Water supply system; Distribution; Hydraulic simulation; WaterCAD, water hammer.

Table des matières

Introduction générale ……..1
Chapitre I: Présentation de la zone d'étude. 2
I.1 Introduction : 3
I.2 Présentation de la commune : 3
I.3 SITUATION GEOGRAPHIQUE : 4
I.4 SITUATION TOPOGRAPHIQUE DE LA REGION : 4
I.5 Aperçu sur la population : 5
I.6 Aperçu climatique : 5
I.7 Conclusion : 6
Chapitre II: Estimation des besoins en eau. 7
II.1 Introduction : 8
II.2 Présentation de la population : 8
II.2.1 Situation démographique : 8
II.2.2 Evolution de la population à divers horizons : 9
II.3 Estimation des besoins : 12
II.3.1 Les équipements existants : 12
II.3.2 Détermination de la consommation moyenne journalière : 14
II.3.3 Récapitulation et majoration : 18
II.3.4 Détermination de la Variation journalière de la consommation : 19
II.3.5 Etude de la variation de consommation horaire : 21
II.4 Conclusion : 36
Chapitre III: Diagnostic du système existant. 37
III.1 Introduction : 38
III.2 Diagnostic physique : 39
III.2.1 La chaine d'adduction d'eau : 39
III.2.2 LES RESEAUX DE DISTRIBUTION : 50
III.3 Diagnostic hydraulique : 51
III.3.1 LES BESOINS EN EAU DE LA LOCALITE : 52
III.3.2 LES CAPACITES DE STOCKAGE : 53
III.3.3 LA CHAINE D'ADDUCTION 59
III.4 RESULTATS DU DIAGNOSTIC ET RECOMMANDATIONS : 64
III.4.1 Sources d'approvisionnement 64
III.4.2 Les réservoirs 64
III.4.3 Les Adductions 65

III.4.4 Stations de pompage..... 65
III.4.5 Les réseaux de distributions 65
III.5 Conclusion:..... 65
Chapitre IV: Etude de l'adduction..... 66
IV.1 Introduction : 67
IV.1.1 Types d'adduction : 67
IV.1.2 Choix du tracé : 67
IV.1.3 Choix des matériaux de canalisation : 67
IV.2 Variantes de tracé d'adduction : 68
IV.3 Calculs Hydrauliques des Réseaux : 70
IV.3.1 Hauteurs Hydrauliques Spécifiques 70
IV.3.2 Hauteur Géométrique (Hg)..... 70
IV.3.3 Pertes de Charge..... 70
IV.3.4 Hauteur Manométrique Totale (HMT)..... 71
IV.3.5 Pression de Service d'un Nœud (Ps) 71
IV.4 LA CHAÎNE D'ADDUCTION : 71
IV.4.1 Étude Technico-Économique des Adductions par Refoulement..... 71
IV.4.2 Calcul du diamètre avantageux : 83
IV.5 Équipement de la chaîne d'adduction projetée : 84
IV.6 CHOIX DES POMPES : 84
IV.7 CONCLUSION : 85
Chapitre V: Etude de stockage..... 86
V.1 Introduction: 87
V.2 Réservoir IFTISSEN : 88
V.3 Réservoirs Mâala (SR02) : 89
V.4 Réservoirs du chef-lieu (SR03) : 90
V.5 Réservoir (SR04) :..... 90
V.6 Réservoirs d'Igrane-Harath (SR05) : 91
V.7 Réservoir Projeté P01 (Chef-lieu Est) : 91
V.8 Réservoir de Timezrit :..... 93
V.9 Réservoir Projeté 02 (Zone éparse partie Haute) : 94
V.10 Conclusion :..... 95
Chapitre VI: Dimensionnement du réseau de distribution. 96
VI.1 Introduction : 97
VI.2 Classification des réseaux de distribution : 97
VI.2.1 Réseau ramifié :..... 97
VI.2.2 Réseau maillé : 98

VI.2.3 Réseau mixte 99
VI.3 Le principe du tracé du réseau de distribution : 100
VI.4 Choix du matériel des conduites : 100
VI.5 Dimensionnement du réseau : 101
VI.5.1 Calcul du débit spécifique 101
VI.5.2 Calcul du débit de route : 101
VI.5.3 Calcul des débits au nœud (débits de dimensionnement) : 102
VI.6 Présentation du logiciel WaterCAD : 108
VI.7 Comparaison entre WaterCAD et EPANET : 109
VI.8 Simulation : 110
VI.9 Résultats de la simulation : 111
VI.9.1 Cas de Pointe : 111
VI.9.2 Cas de Pointe + incendie : 125
VI.10 Récapitulation des résultats : 125
VI.11 Les accessoires dans un réseau d'AEP : 126
VI.11.1 Les types d'accessoires : 126
VI.11.2 Les pièces spéciales de raccordement 128
VI.11.3 Rôle fonctionnel des accessoires 129
VI.11.4 Critères de choix 129
VI.12 Conclusion 129
Chapitre VII: Pose de canalisation et protection contre le coup de bélier. 130
VII.1 Introduction : 131
VII.2 Pose des canalisations : 131
VII.2.1 Principe général de pose 131
VII.2.2 Type de pose adopté dans le projet 131
VII.2.3 Stabilisation des conduites 132
VII.3 Protection contre le coup de bélier : 134
VII.3.1 Définition : 134
VII.3.2 Causes du coup de bélier : 134
VII.3.3 Risques et dommages potentiels : 134
VII.3.4 Dispositifs de protection contre le coup de bélier 135
VII.3.5 Étude du coup de bélier 135
VII.3.6 Protection des conduites contre le coup de bélier : 139
VII.3.7 Calcul du volume du réservoir d'air 139
VII.4 Conclusion : 141
Chapitre VIII: Devis quantitatif et estimatif. 142
VIII.1 Introduction 143

VIII.2 Pose des canalisations 143
VIII.2.1 Décapage de la couche végétale 143
VIII.2.2 Réalisation des fouilles 143
VIII.2.3 Pose du lit de sable 144
VIII.2.4 Volume du remblai 144
VIII.2.5 Grillage avertisseur 144
VIII.3 Devis estimatif : 147
VIII.4 Conclusion : 148
Conclusion générale 149

Liste des figures

Figure I-1: Situation de la commune de Sidi-Ayad dans la wilaya de Bejaïa. ---------- 3
Figure I-2 : Délimitation géographique de la commune de SIDI AYAD. ---------- 4
Figure I-4 : Plan de situation topographique de la commune SIDI AYAD. ---------- 5
Figure II-1: Représentation graphique de la répartition de la population par village. ---------- 9
Figure II-3: Représentation graphique de la répartition de la population à divers horizons. --11
Figure II-4: Diagramme la consommation de chef-lieu (Hammam). ----------24
Figure II-5: Courbe cumulée de la consommation de chef-lieu (Hammam). ----------24
Figure II-6: Diagramme la consommation de Tadarth (Azrou). ----------26
Figure II-7: Courbe cumulée de la consommation de Tadarth (Azrou). ----------26
Figure II-8: Diagramme la consommation de Harath. ----------28
Figure II-9: Courbe cumulée de la consommation de Harath. ----------28
Figure II-10: Diagramme la consommation de Iftissen. ----------30
Figure II-11: Courbe cumulée de la consommation de Iftissen. ----------30
Figure II-12: Diagramme la consommation de Maâla. ----------32
Figure II-13: Courbe cumulée de la consommation de Maâla. ----------32
Figure II-14: Diagramme la consommation de la zone éparse. ----------34
Figure II-15: Courbe cumulée de la consommation de la zone éparse. ----------34
Figure III-1: Schéma vertical de la chaîne d'adduction actuelle de la commune de Sidi Ayad. ----------40
Figure III-2: Schéma synoptique du champ captant des forages d'eau de la zone d'étude. ---41
Figure III-3: fuites d'eaux au niveau de la ventouse du forage N°01. ----------43
Figure III-4: Changement fréquent de groupe électromécanique. ----------43
Figure III-5: Corrosion du matériel et fuites. ----------44
Figure III-6: Vidange vers le milieu naturel sans drainage. ----------45
Figure III-7: Réservoir de distribution semi enterré Maâla. ----------46
Figure III-8: Vue extérieure du réservoir de distribution supplémentaire Chef-lieu. ----------47
Figure III-9 : Vanne de vidange détériorée. ----------48
Figure IV-1 : Variante N°01 du schéma d'adduction. ----------68
Figure IV-2: Variante N°02 du schéma d'adduction. ----------69
Figure IV-3: Variante N°03 du schéma d'adduction. ----------69
Figure IV-4: Etude technico-économique du tronçon SR02-SR03. ----------75
Figure IV-5: Etude technico-économique du tronçon SR03-SR04. ----------77
Figure IV-6: Etude technico-économique du tronçon SR04-SR05. ----------79

Figure IV-7: Etude technico-économique du tronçon SR05-SR06---------- 81
Figure VI-1: Exemple d'un tracé du réseau ramifié.---------- 98
Figure VI-2: Exemple d'un tracé du réseau maillé.---------- 98
Figure VI-3: Schéma de la simulation WaterCAD partie chef-lieu (cas de pointe).---------- 111
Figure VI-4: Schéma de la simulation WaterCAD partie Maâla (cas de pointe). ---------- 116
Figure VI-5: Schéma de la simulation WaterCAD partie Iftissen (cas de pointe).---------- 119
Figure VI-6: Schéma de la simulation WaterCAD partie Azrou + Harrath (cas de pointe).- 121
Figure VI-7: Schéma de la simulation WaterCAD partie Zone éparse (cas de pointe).------ 123
Figure VI-8: Un modèle de PRV, utilisé pour maintenir une pression constante en aval. --- 127
Figure VI-9: Image représentant ventouses à double orifice de la série AVK 851, conçues pour l'évacuation rapide de l'air lors du remplissage ou en fonctionnement normal. ---------- 127
Figure VI-10: Représentation d'un clapet anti-retour à battant. ---------- 128
Figure VII-1: Pose de canalisation ordinaire.---------- 132
Figure VII-2: l'emplacement des blocs de butée autour de coudes et tés, en plan. ---------- 133
Figure VII-3: Un bloc positionné en coupe transversale, appuyé contre un coude.---------- 133

Liste des tableaux

Tableau II-1: Répartition de la population sur la commune en 2022.---------- 8
Tableau II-2: Evolution de la population de Sidi Ayad. ---------- 10
Tableau II-3: Evolution de la population de la commune à divers horizons. ---------- 10
Tableau II-4: Equipements existants de la zone 01 (Chef-lieu). ---------- 12
Tableau II-5: Equipements existants de la zone 02 (Azrou).---------- 12
Tableau II-6: Equipements existants de la zone 03 (Takhlichth N'Igrane Harath).---------- 13
Tableau II-7: Equipements existants de la zone 04 (Iftissen).---------- 13
Tableau II-8: Equipements existants de la zone 05 (Maâla).---------- 13
Tableau II-9: Besoins domestique de Hammam Sidi Ayad (Chef-lieu). ---------- 14
Tableau II-10: Besoins publics de Hammam Sidi Ayad (Chef-lieu). ---------- 14
Tableau II-11: Suite des Besoins publics de Hammam Sidi Ayad (Chef-lieu). ---------- 15
Tableau II-12: Besoins domestiques de Tadarth (Azrou). ---------- 15
Tableau II-13: Besoins publics de Tadarth (Azrou). ---------- 15
Tableau II-14: Besoins domestiques de Harath.---------- 16
Tableau II-15: Besoins publics de Harath. ---------- 16
Tableau II-16: Besoins domestiques de Iftissen. ---------- 16
Tableau II-17: Besoins publics de Iftissen. ---------- 16
Tableau II-18: Besoins domestiques de Maâla ---------- 17
Tableau II-19: Besoins publics de Maâla.---------- 17
Tableau II-20: Besoins domestiques de la zone éparse.---------- 17
Tableau II-21: Besoins total de Hammam Sidi Ayad (Chef-lieu). ---------- 18
Tableau II-22: Besoins total de Tadarth (Azrou).---------- 18
Tableau II-23: Besoins total de Harath. ---------- 18
Tableau II-24: Besoins total de Iftissen.---------- 18
Tableau II-25: Besoins total de Maâla. ---------- 19
Tableau II-26: Besoins total de la zone éparse. ---------- 19
Tableau II-27: Débits moyen, maximum et minimum horaire. ---------- 21
Tableau II-28: Variation des débits horaires. ---------- 22
Tableau II-29: Variation des débits horaires du Chef-lieu (Hammam). ---------- 23

Tableau II-30: Variation des débits horaires de Tadarth (Azrou). ---------- 25
Tableau II-31: Variation des débits horaires de Harath. ---------- 27
Tableau II-32: Variation des débits horaires de Iftissen. ---------- 29
Tableau II-33: Variation des débits horaires de Maâla. ---------- 31
Tableau II-34: Variation des débits horaires de la zone éparse. ---------- 33
Tableau II-35: Répartition de la population par zone. ---------- 35
Tableau III-1: Caractéristiques des forages de la zone d'étude. ---------- 42
Tableau III-2: Capacités de stockage actuelles de la commune de Sidi Ayad. ---------- 49
Tableau III-3: Caractéristiques des conduites d'adduction. ---------- 50
Tableau III-4: Consommations maximales journalière à différents horizons. ---------- 52
Tableau III-5: Valeurs du coefficient βmax en fonction du nombre d'habitant. ---------- 53
Tableau III-6: Valeurs du coefficient de variation maximale horaire équivalent de chaque zone à divers horizons. ---------- 53
Tableau III-7: Répartition des besoins maximums par zones et réservoirs. ---------- 54
Tableau III-8: Fonctionnement des réservoirs du chef-lieu. ---------- 55
Tableau III-9: Bilan "Pmax (%)" des réservoirs chef-lieu pour l'horizon 2055. ---------- 55
Tableau III-10: Comparaison entre capacité existantes et théoriques des réservoirs Chef-lieu. ---------- 56
Tableau III-11: Fonctionnement des réservoirs de la SR05. ---------- 56
Tableau III-12: Bilan "Pmax (%)" des réservoirs SR05 pour les divers horizons. ---------- 57
Tableau III-13: Capacités théoriques des réservoirs SR05. ---------- 57
Tableau III-14: Caractéristiques des conduites d'adduction. ---------- 59
Tableau III-15: Estimation des débits véhiculés dans les tronçons d'adduction à divers horizons. ---------- 59
Tableau III-16: Calculs hydrauliques des tronçons d'adduction à divers horizons. ---------- 60
Tableau III-17: Caractéristiques des pompes utilisées dans les Stations de reprise actuelle. -- 61
Tableau III-18: Caractéristiques des pompes désirées dans les Stations de reprise à divers horizons. ---------- 61
Tableau III-19: Valeurs numériques du coup de Bélier des tronçons de refoulement à différents horizons. ---------- 63
Tableau IV-1: Calcul des frais d'investissement du tronçon SR02-SR03. ---------- 74
Tableau IV-2: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR02-SR03. ---------- 74
Tableau IV-3 : Calcul des frais d'investissement du tronçon SR03-SR04. ---------- 76
Tableau IV-4: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR03-SR04. ---------- 76
Tableau IV-5: Calcul des frais d'investissement du tronçon SR04-SR05. ---------- 78
Tableau IV-6: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR04-SR05. ---------- 78
Tableau IV-7: Calcul des frais d'investissement du tronçon SR05-SR06. ---------- 80
Tableau IV-8: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR05-SR06. ---------- 80
Tableau IV-9: Dimensionnement de la chaine de refoulement de la commune de SIDI AYAD. ---------- 82
Tableau IV-10: Dimensionnement de la chaine d'adduction gravitaire. ---------- 83
Tableau IV-11: Caractéristiques des pompes recherchées de la chaine de refoulement projetée. ---------- 84
Tableau IV-12: Caractéristiques des pompes « CAPRARI » de la chaine de refoulement. --- 85
Tableau V-1: Tableau de Synthèse des Stations d'Adduction et de Distribution. ---------- 87
Tableau V-2: Calcul de volume du réservoir d'Iftissen. ---------- 88
Tableau V-3: Caractéristiques de fonctionnement des réservoirs SR02 (Mâala). ---------- 89
Tableau V-4: Caractéristiques de fonctionnement des réservoirs du chef-lieu (SR03). -------- 90
Tableau V-5: Caractéristiques de fonctionnement du réservoir (SR04). ---------- 90
Tableau V-6: Caractéristiques de fonctionnement du réservoir Igrane-Harath (SR05). -------- 91

Tableau V-7: Calcul du volumes du réservoir projeté N°01 (Distribution chef-lieu Est). -----92
Tableau V-8: Caractéristiques de fonctionnement du réservoir Timezrit.----------93
Tableau V-9: Calcul du volumes du réservoir projeté P02. ----------94
Tableau VI-1: Les débits nodaux du réseau en cas de pointe (Chef-lieu). ---------- 103
Tableau VI-2: Suite des débits nodaux du réseau en cas de pointe (Chef-lieu).---------- 104
Tableau VI-3: Les débits nodaux du réseau en cas de pointe (Maâla). ---------- 105
Tableau VI-4: Les débits nodaux du réseau en cas de pointe (Iftissen). ---------- 106
Tableau VI-5: Les débits nodaux du réseau en cas de pointe (Azrou+Harrath). ---------- 107
Tableau VI-6: Les débits nodaux du réseau en cas de pointe (Zone éparse). ---------- 107
Tableau VI-7: Comparaison entre les logiciels WaterCAD et EPANET. ---------- 109
Tableau VI-8: Résultats de la simulation des conduites du réseau projeté partie Chef-lieu. 112
Tableau VI-9: Suite des résultats de la simulation des conduites du réseau projeté partie Chef-lieu. ---------- 113
Tableau VI-10: Résultats de la simulation des nœuds du réseau projeté partie Chef-lieu.--- 114
Tableau VI-11: Résultats de la simulation des nœuds du réseau projeté partie Chef-lieu.--- 115
Tableau VI-12: Résultats de la simulation des conduites du réseau projeté partie Maâla.--- 116
Tableau VI-13: Suite des résultats de la simulation des conduites du réseau projeté partie Maâla. ---------- 117
Tableau VI-14: Résultats de la simulation des nœuds du réseau projeté partie Maâla. ------ 118
Tableau VI-15: Résultats de la simulation des conduites du réseau projeté partie Iftissen. - 119
Tableau VI-16: Suite des résultats de la simulation des conduites du réseau projeté partie Iftissen. ---------- 120
Tableau VI-17: Résultats de la simulation des nœuds du réseau projeté partie Iftissen. ----- 120
Tableau VI-18: Résultats de la simulation des conduites du réseau projeté partie Azrou + Harrath.---------- 121
Tableau VI-19: Résultats de la simulation des nœuds du réseau projeté partie Azrou + Harrath. ---------- 122
Tableau VI-20: Résultats de la simulation des conduites du réseau projeté partie Zone éparse. ---------- 123
Tableau VI-21: Résultats de la simulation des nœuds du réseau projeté partie Zone éparse. 124
Tableau VII-1: Calcul de la célérité d'onde des différentes conduites d'adduction.---------- 137
Tableau VII-2: Valeurs du coup de bélier. ---------- 138
Tableau VII-3: Pression maximale et dépression de chaque tronçon. ---------- 139
Tableau VII-4: Dimensionnement des réservoirs anti-bélier. ---------- 140
Tableau VIII-1: Volume de décapage.---------- 145
Tableau VIII-2: Volume de déblai. ---------- 145
Tableau VIII-3 : Volume de lit de sable. ---------- 146
Tableau VIII-4 : Volume du remblai.---------- 146

Liste des planches

Plan topographique avec réseau d'AEP existant de la commune.
Plan topographique avec réseau d'AEP projeté de la commune.
Détails des nœuds.
Profil en long de la conduite principale d'adduction.

Introduction générale :

L'eau potable constitue une ressource essentielle au développement socio-économique et à l'amélioration de la qualité de vie des populations. Son accès en quantité suffisante et de manière régulière est un enjeu majeur, en particulier dans les zones où les infrastructures d'adduction et de distribution présentent des insuffisances techniques ou un état de dégradation avancé.

La commune de **Sidi Ayad**, située dans la wilaya de Béjaïa, fait face depuis plusieurs années à de sérieuses difficultés d'approvisionnement en eau potable. Le réseau existant, vieillissant et mal dimensionné, se caractérise par un taux important de fuites, une mauvaise répartition des débits et une incapacité à répondre efficacement aux besoins croissants de la population. Cette situation impacte directement la vie quotidienne des habitants et freine le développement local.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le présent mémoire, dont l'objectif principal est de réaliser une analyse approfondie de l'état actuel du système d'alimentation en eau potable de la commune de Sidi Ayad. Cette étude vise d'abord à dresser un diagnostic précis des infrastructures existantes, en évaluant leurs caractéristiques techniques, leur capacité de production, leur fonctionnement hydraulique ainsi que leur niveau de dégradation. Elle cherche ensuite à identifier, de manière méthodique, les causes des dysfonctionnements observés, qu'il s'agisse de fuites importantes, de pertes de charge, d'un mauvais dimensionnement des conduites, d'une gestion inadaptée des réservoirs ou encore d'un déséquilibre dans la répartition des débits entre les différentes zones desservies. Sur la base de ce diagnostic, le travail s'attache à proposer un schéma d'adduction et de distribution entièrement modernisé et optimisé, intégrant des solutions techniques fiables et conformes aux normes en vigueur. Le dimensionnement de ce nouveau réseau repose sur des données démographiques actualisées, des projections de consommation future et des simulations hydrauliques réalisées à l'aide du logiciel WaterCAD, permettant de tester différents scénarios et de retenir la configuration la plus performante. L'objectif final est de concevoir un système capable de répondre durablement aux besoins en eau de l'ensemble des habitants, en assurant une desserte régulière, une pression de service adéquate et une exploitation économiquement viable, tout en minimisant les pertes et en garantissant la pérennité des ressources disponibles.

Chapitre I:Présentation de la zone d’étude.

I.1 Introduction :

Ce chapitre présente le cadre géographique et les principales caractéristiques de la commune de **Sidi Ayad**, zone retenue pour la réalisation de cette étude. Il met en évidence la localisation, l'organisation territoriale et les particularités physiques de la région, éléments indispensables pour comprendre les contraintes et les enjeux liés à l'alimentation en eau potable. Cette approche permet d'établir une base solide pour l'analyse du réseau existant et la proposition de solutions techniques adaptées.

I.2 Présentation de la commune :

La commune de **Sidi Ayad**, identifiée sous le code postal **06085** et le code ONS **0621**, est une commune rurale de la wilaya de Béjaïa. Elle s'étend sur une superficie de **9,06 km²** et est desservie par l'indicatif téléphonique **034**.

Son infrastructure technique est bien développée, avec un taux de raccordement de 95 % à l'électricité, au gaz, au réseau d'alimentation en eau potable (AEP) et à l'assainissement.

L'accessibilité de la commune de Sidi Ayad est assurée par plusieurs infrastructures de transport ; elle est traversée par une route de wilaya (CW) qui relie **Sidi Aïch à Timezrit**, facilitant ainsi les déplacements vers les communes environnantes. De plus, une ligne de **chemin de fer** dessert également cet axe, offrant une alternative de transport ferroviaire.

En ce qui concerne les infrastructures de transport à plus grande échelle, la commune se situe à environ **52 km** des principales infrastructures portuaires et aéroportuaires de la région. Par ailleurs, Sidi Ayad bénéficie d'une position stratégique à proximité de plusieurs grandes agglomérations : elle se trouve à seulement **7 km de Sidi Aïch**, **30 km d'Akbou** et **52 km de Béjaïa**, facilitant ainsi les échanges économiques et sociaux avec ces pôles urbains.



Figure I-1: Situation de la commune de Sidi-Ayad dans la wilaya de Bejaïa.

I.3 SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La commune de SIDI AYAD s'étend sur une superficie de 9,06 Km^2 et elle est située entre 100 et 800 mètres d'altitude. Elle se trouve à environ 45 Km au sud-ouest du chef-lieu de la wilaya de Bejaia. Elle dépend administrativement de la daïra de SIDI AICH depuis le découpage administratif du 05/02/1984.

La commune de Sidi Ayad est constituée de son chef-lieu nommé Hammam Sidi-Ayad et de quatre villages : Azrou (ancien Sidi ayad), Takhlichth N'Igurane-Harath, Iftissen et Mâala. Elle est délimitée :

- Au Nord, par l'Oued Soummam ;
- A l'Est, par la commune de Timezrit ;
- Au Sud par, la commune de M'cisna ;
- A l'Ouest par mes communes de Sidi Aich et EL Flaye.

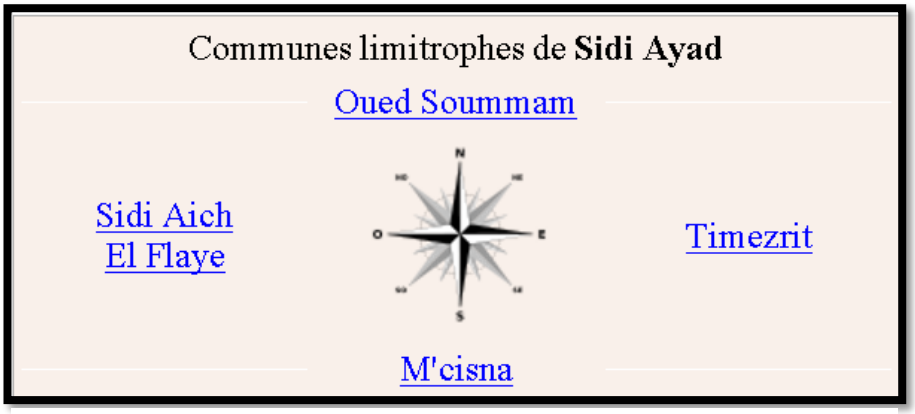


Figure I-2 : Délimitation géographique de la commune de SIDI AYAD.

I.4 SITUATION TOPOGRAPHIQUE DE LA REGION :

La commune Sidi Ayad est dominée par un relief montagneux et accidenté à pentes moyennes entre (20 à 40 %) en sa majorité à l'exception de quelques petites superficies sous forme de collines à faibles pentes au chef-lieu (Hammam sidi ayad).

L'altitude la plus basse de la commune caractérise la région d'Iftissene avec une altitude de 100m au voisinage d'Oued Soummam, par contre la plus haute altitude revient à la région de Bou Maâdi avec 800m près des crêtes du village Sidi Said de la commune de M'Cisna

La zone d'étude est traversée par deux ravins principaux Ighzer nait youcef à l'extrémité Est sur les limites avec commune de Timezrit ainsi que Ighzer Iftessene qui prend départ du chef-lieu de la commune et coule vers l'Oued Soummam. La région est caractérisée par plusieurs talwegs secondaires qui représentent le réseau hydrographique de la région (voir le plan de masse ci-joint) et qui représente un avantage quant au drainage des eaux pluviales

Selon des projections futures, il sera prévu la réalisation deux grandes lignes de transports importants : La pénétrante d'AutoRoute Est-Ouest vers Bejaia ainsi que le doublement de la voie ferrée. Ces deux réalisations vont toucher la partie basse de la commune de Sidi Ayad (Maâla et Iftissen)

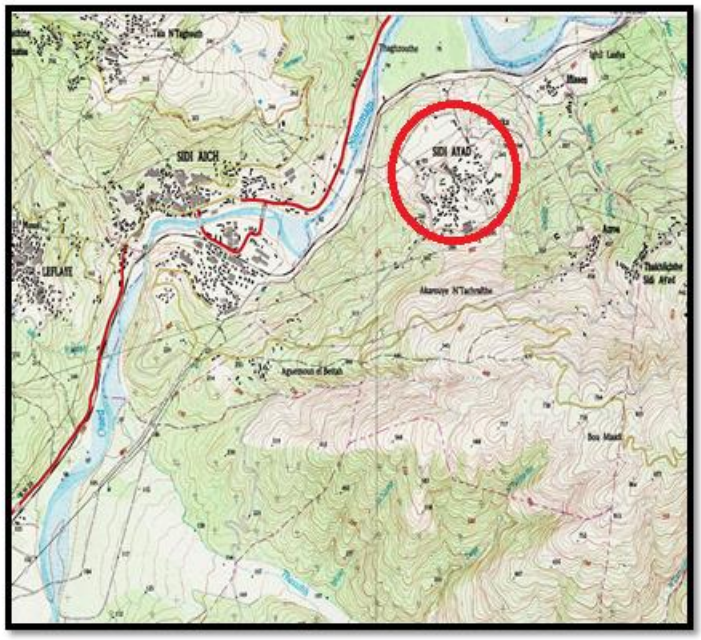


Figure I-3 : Plan de situation topographique de la commune SIDI AYAD.

I.5 Aperçu sur la population :

La population de la région de **Sidi Ayad** est essentiellement rurale, avec une densité relativement faible par rapport aux centres urbains voisins. Elle se distingue par une structure jeune, la majorité des habitants ayant moins de 30 ans, ce qui traduit un taux de natalité encore soutenu. Les activités économiques dominantes sont l'agriculture, l'élevage et, dans certaines zones, l'artisanat local. La distribution de la population reste inégale : les zones situées à proximité des axes routiers et des services de base sont plus densément peuplées, tandis que les secteurs montagneux ou éloignés présentent une occupation plus dispersée. Sur le plan de l'alimentation en eau potable, la commune est desservie par **deux forages** et bénéficie également d'une **conduite provenant du barrage de Tichi-Haf**, ce qui assure une couverture relativement stable malgré la variabilité saisonnière des ressources. Cette configuration démographique et hydraulique a des répercussions directes sur l'organisation des infrastructures, notamment l'accès à l'eau, l'assainissement et les services sociaux.

I.6 Aperçu climatique :

La région de **Sidi Ayad** est caractérisée par un **climat méditerranéen**, présentant une alternance nette entre des **hivers froids et humides** et des **étés chauds et secs**. La **température moyenne annuelle** est d'environ **17,3 °C**, reflétant des conditions relativement tempérées tout au long de l'année.

En **hiver**, la région connaît des températures basses, généralement comprises entre 10 et 12 °C en janvier, le mois le plus froid, et des précipitations importantes. Ces dernières atteignent en moyenne **123 mm pour le mois de janvier**, contribuant largement à la recharge des nappes phréatiques locales. L'humidité relative est élevée, favorisant le développement de la végétation

hivernale et des cultures adaptées aux sols humides. La neige peut parfois apparaître dans les zones en altitude, bien que ce phénomène reste limité.

L'**été**, en revanche, se caractérise par des températures élevées et un déficit pluviométrique marqué. **Août** est le mois le plus chaud, avec une température moyenne de **25,7 °C**, et les précipitations y sont très faibles, ce qui engendre une forte sécheresse. Cette période favorise la végétation méditerranéenne adaptée à la sécheresse, comme les chênes, les oliviers et les arbustes résistants aux fortes chaleurs.

Les mois de **printemps et d'automne** constituent des périodes de transition avec des températures modérées et des précipitations irrégulières, assurant un certain équilibre entre humidité et chaleur. L'ensoleillement est maximal en été et minimal en hiver, tandis que les vents locaux peuvent influencer la sensation thermique et la répartition des pluies.

I.7 Conclusion :

La commune de Sidi Ayad, localisée au sud-ouest de la wilaya de Béjaïa, se distingue par un relief majoritairement montagneux, une diversité altitudinale importante et une organisation territoriale structurée autour de cinq noyaux d'habitation. Son réseau hydrographique, dominé par l'Oued Soummam et plusieurs talwegs, représente un atout pour le drainage naturel des eaux. Les futurs projets d'infrastructures, tels que la pénétrante autoroutière et le doublement de la voie ferrée, devraient améliorer l'accessibilité et favoriser le développement de la commune, notamment dans ses zones basses. Enfin, le climat méditerranéen de la région, caractérisé par des hivers humides et des étés secs, influence directement les conditions de vie et d'aménagement du territoire.

Chapitre II: Estimation des besoins en eau.

II.1 Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'évaluation des besoins futurs en eau potable de la commune de Sidi Ayad à l'horizon 2055. Sur la base des projections démographiques et d'une dotation adaptée au contexte local, il calcule les consommations domestiques et publiques anticipées. L'analyse détermine les débits de pointe nécessaires au dimensionnement des ouvrages de stockage et des réseaux de distribution. Ces estimations constituent la base fondamentale pour la conception d'un système d'alimentation durable et performant.

II.2 Présentation de la population :

II.2.1 Situation démographique :

La commune de Sidi-Ayad est constituée de l'agglomération Chef-lieu nommé Hammam Sidi-Ayad ainsi que de quatre (04) villages : Tadarth (Sidi Ayad village), Takhlichth N'Igrane Harath, Iftissen et Maâla.
Selon le recensement général de la population et de l'habitat RGPH (2022), La population totale de la commune de Sidi-Ayad est de 5604 habitants, Et selon les précisions des services de l'APC, la répartition de la population sur le territoire communal en 2022 se présente comme suit :

Tableau II-1: Répartition de la population sur la commune en 2022.

Nom de l'Agglomération	Type de l'Agglomération	Population RGPH (2022)	Population en % (2022)
Hammam Sidi-Ayad	Chef-lieu	2872	48.32%
Tadarth (Azrou)	Secondaire	523	8.80%
Takhlichth N'Igrane Harath	Secondaire	737	12.40%
Iftissen	Secondaire	414	6.96%
Maâla	Secondaire	1067	17.95%
Zone éparse	Secondaire	331	5.57%
Total		5944	100

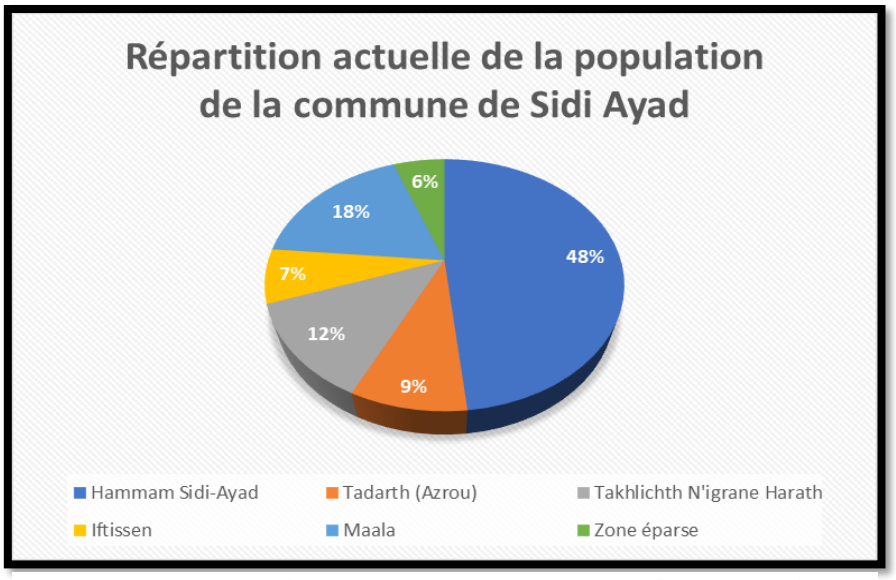


Figure II-1: Représentation graphique de la répartition de la population par village.

II.2.2 Evolution de la population à divers horizons :

La population future de la zone d'étude est estimée en appliquant la formule des intérêts composés qui tient compte du taux de naissance, taux de migration et celui de mortalité.

$$Pn = Po\ (1 + t)^n$$

Avec :
Pn : Population future ;
Po : Population actuelle (année 2025) ;
t : Taux d'accroissement ;
n : nombre d'années entre la référence (2025) et l'horizon futur.

D'après les données statistiques recueillis des services techniques de l'APC de Sidi Ayad, le nombre d'habitants de la commune a connu plusieurs variations depuis 1987 :

RGPH 1987 ----------->3536 Habitants
RGPH 1998 ----------->5064 Habitants
RGPH 2008 ----------->5604 Habitants
RGPH 2022 ----------->5944 Habitants

Tableau II-2: Evolution de la population de Sidi Ayad.

Années	Population	Taux d'accroissement (%)
1987	3536	3.32
1998	5064	1.02
2008	5604	0.94
2022	5944	

L'analyse de l'évolution démographique depuis 1987 met en évidence un ralentissement progressif du taux d'accroissement de la population. Celui-ci est passé de 3,32 % entre 1987 et 1998 à 1,02 % entre 1998 et 2008, puis à 0,94 % entre 2008 et 2022. Compte tenu de cette tendance à la baisse, et selon les services d'APC il est plus pertinent d'adopter le taux d'accroissement de la wilaya, estimé à 1,01 %, afin d'assurer des projections démographiques plus cohérentes et réalistes.

Le tableau suivant résume la variation de la population de la zone d'étude pour divers horizons :

Tableau II-3: Evolution de la population de la commune à divers horizons.

Agglomération	Horizons				
	Référence	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2022	2025	2030	2035	2055
Hammam	2872	2960	3113	3273	4002
Azrou	523	539	567	596	729
Harath	737	760	799	840	1027
Iftissen	414	426	448	471	576
Maâla	1067	1100	1156	1216	1487
Zone éparse	331	341	359	377	461
Total	5944	6126	6442	6774	8281

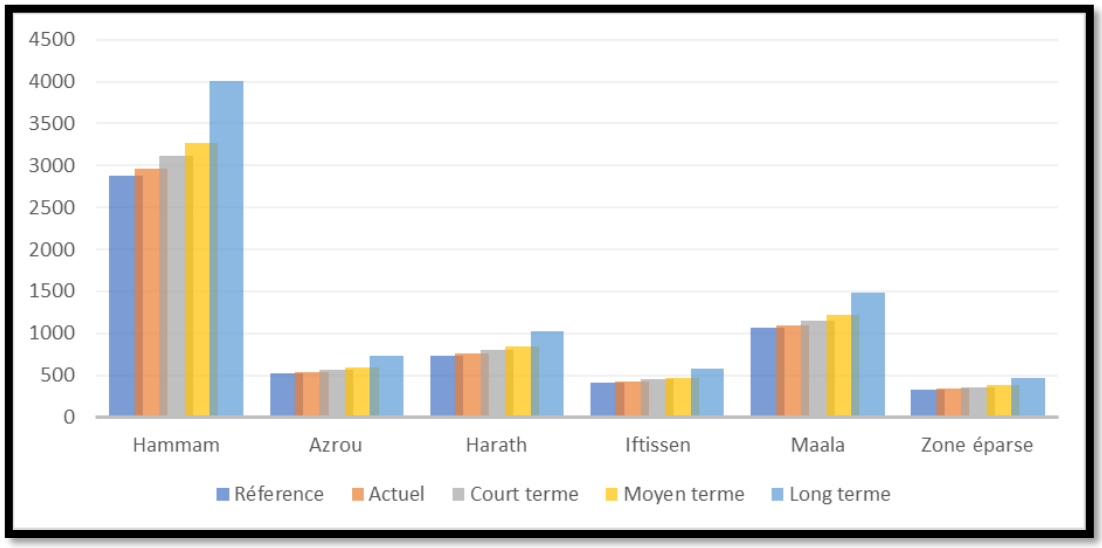


Figure II-2: Représentation graphique de la répartition de la population à divers horizons.

II.3 Estimation des besoins :

II.3.1 Les équipements existants :

Tableau II-4: Equipements existants de la zone 01 (Chef-lieu).

Agglomération N°01	TYPE		Nombre/Capacité
Hammam Sidi-Ayad **(Chef-lieu)**	Administratif	Siège APC	25 employés
		Poste	10 employés
		Parc communal	25 employés
	Sanitaire	Salle de soin	30 patients/jour
	Scolaires	CEM	400 élèves
		Ecole primaire	300 élèves
		Salle de lecture	30 lecteurs/jour
	Socioculturels	Mosquée	200 fidèles
		Maison de jeunes	50 visiteur/jour
		Cimetière	02 unités
	Sportif	Piscine	250 m2
		Salle de sport (Boxe)	200 m2
		Stade à proximité	4000 m2
	Agricole	Volaille (Poulailler)	06 unités
	Public	Menuiserie	04 unités
		Mécanicien	03 unités
		Cafeteria	04 unités
		Huilerie	02 unités
		Dépôt de boissons	1 unité
		Pharmacie	02 unités
		Soudure	04 unités
		Tôlerie	02 unités
		Alimentation générale	15 unités
		Locaux Commerciaux	10 unités

Tableau II-5: Equipements existants de la zone 02 (Azrou).

Agglomération N°02	TYPE		Nombre/Capacité
Tadarth (Azrou) **(Secondaire)**	Scolaires	Ecole primaire	200 élèves
	Socioculturels	Mosquée	100 fidèles
		Cimetière	1 unité
	Public	Alimentaire générale	1 unité

Tableau II-6: Equipements existants de la zone 03 (Takhlichth N'Igrane Harath).

Agglomération N°03	TYPE		Nombre/Capacité
Takhlichth N'Igrane Harath **(Secondaire)**	Sanitaire	Salle de soins	08 patients
	Scolaires	Ecole primaire	100 élèves
	Socioculturels	Mosquée	80 fidèles
		Cimetière	1 unité
	Agricole	Volaille (Poulailler)	03 unités
	Public	Cafeteria	1 unité
		Alimentaire générale	03 unités

Tableau II-7: Equipements existants de la zone 04 (Iftissen).

Agglomération N°04	TYPE		Nombre/Capacité
Iftissen **(Secondaire)**	Scolaires	Ecole primaire	100 élèves
	Socioculturels	Cimetière	1 unité
	Agricole	Volaille (Poulailler)	08 unités
	Public	Alimentaire générale	1 unité

Tableau II-8: Equipements existants de la zone 05 (Maâla).

Agglomération N°05	TYPE		Nombre/Capacité
Maâla **(Secondaire)**	Sanitaire	Salle de soins	08 patients
	Scolaires	Institut de formation	100 élèves
		Ecole primaire	100 élèves
	Socioculturels	Mosquée	80 fidèles
		Cimetière	1 unité
	Public	Menuiserie	03 unités
		Mécanicien	02 unités
		Cafeteria	02 unités
		Pharmacie	1 unité
		Soudure	03 unités
		Quinquillerie	1 unité
		Alimentaire générale	03 unités

II.3.2 Détermination de la consommation moyenne journalière :

On considère une dotation de 180 l/j/habitant.

Les besoins en eau sont calculés par la relation suivante :

$$Qmoyj = (N \times Dot) / 1000 \ (m3/j)$$

Avec :

Qmoyj : La consommation moyenne journalière.

N : Le nombre de consommateur.

Dot : La dotation moyenne.

Hammam Sidi Ayad (Chef-lieu) :

- *Besoins domestiques :*

Tableau II-9: Besoins domestique de Hammam Sidi Ayad (Chef-lieu).

Domestique	Unité de mesure	Nombre de consommateurs	Dotation (l/j/unt)	Qmoy (m3/j)
Habitants	Hab	4002	180	720.28

- *Besoins publics :*

Tableau II-10: Besoins publics de Hammam Sidi Ayad (Chef-lieu).

Agglomération N°01	TYPE		Nombre/Capacité	Dotation (l/j/unt)	Qmoyj (m3/j)
Hammam Sidi-Ayad (**Chef lieu**)	Administratif	Siège APC	25 employés	10	0.25
		Poste	10 employés	10	0.1
		Parc communal	25 employés	30	0.75
	Sanitaire	Salle de soin	30 Lits	200	6
	Scolaires	CEM	400 élèves	40	16
		Ecole primaire	300 élèves	30	9
		Salle de lecture	30 Lecteurs	10	0.3
	Socioculturels	Mosquée	200 fidèles	10	2
		Maison de jeune	50 visiteurs	50	2.5
		Cimetière	2	10	0.02
	Sportif	Piscine	250	250	62.5
		Salle de sport (Boxe)	200	40	8
		Stade à proximité	4000 places	5	20
	Agricole	Volaille (Poulailler)	6	5	67.00

Tableau II-11: Suite des Besoins publics de Hammam Sidi Ayad (Chef-lieu).

Hammam Sidi-Ayad (**Chef lieu**)	Public	Menuiserie	4	15	0.06
		Mécanicien	3	40	0.12
		Cafeteria	4	30	0.12
		Huilerie	2	250	0.5
		Dépôt de boissons	1	5	0.005
		Pharmacie	2	15	0.03
		Soudure	4	20	0.08
		Tôlerie	2	20	0.04
		Alimentation générale	15	5	0.075
		Locaux Commerciaux	10	10	0.1
Total					195.55

On prend 2200 têtes pour chaque poulailler.

Tadarth (Azrou) :

- *Besoins domestiques :*

Tableau II-12: Besoins domestiques de Tadarth (Azrou).

Domestique	**Unité de mesure**	**Nombre de consommateurs**	**Dotation (l/j/unt)**	**Qmoy (m3/j)**
Habitants	Hab	729	180	131.18

- *Besoins publics :*

Tableau II-13: Besoins publics de Tadarth (Azrou).

Agglomération N°02	**TYPE**		**Nombre/Capacité**	Dotation (l/j/unt)	Qmoyj (m3/j)
Tadarth (Azrou) **(Secondaire)**	Scolaires	Ecole primaire	200 élèves	30	6
	Socioculturels	Mosquée	100 fidèles	10	1
		Cimetière	1	10	0.01
	Public	Alimentaire générale	1	5	0.005
Total					7.015

Takhlichth N'Igrane Harath (Harath) :

- *Besoins domestiques :*

Tableau II-14: Besoins domestiques de Harath.

Domestique	Unité de mesure	Nombre de consommateurs	Dotation (l/j/unt)	Qmoy (m3/j)
Habitants	Hab	1027	180	184.84

- *Besoins publics :*

Tableau II-15: Besoins publics de Harath.

Agglomération N°04	TYPE		Nombre/Capacité	Dotation (l/j/unt)	Qmoyj (m3/j)
Takhlichth N'Igrane Harath **(Secondaire)**	Sanitaire	Salle de soins	8 Lits	200	1.6
	Scolaires	Ecole primaire	100 élèves	30	3
	Socioculturels	Mosquée	80 fidèles	10	0.8
		Cimetière	1	10	0.01
	Agricole	Volaille (Poulailler)	3	5	32.805
	Public	Cafeteria	1	30	0.03
		Alimentaire générale	3	5	0.015
Total					38.26

Iftissen :

- *Besoins domestiques :*

Tableau II-16: Besoins domestiques de Iftissen.

Domestique	Unité de mesure	Nombre de consommateurs	Dotation (l/j/unt)	Qmoy (m3/j)
Habitants	Hab	576	180	103.75

- *Besoins publics :*

Tableau II-17: Besoins publics de Iftissen.

Agglomération N°04	TYPE		Nombre/Capacité	Dotation (l/j/unt)	Qmoyj (m3/j)
Iftissen **(Secondaire)**	Scolaires	Ecole primaire	100 élèves	30	3
	Socioculturels	Cimetière	1	10	0.01
	Agricole	Volaille (Poulailler)	8	5	80
	Public	Alimentaire générale	1	5	0.005
Total					83.015

Maâla :

- *Besoins domestiques :*

Tableau II-18: Besoins domestiques de Maâla

Domestique	Unité de mesure	Nombre de consommateurs	Dotation (l/j/unt)	Qmoy (m3/j)
Habitants	Hab	1487	180	267.57

- *Besoins publics :*

Tableau II-19: Besoins publics de Maâla.

Agglomération N°05	TYPE		Nombre/Capacité	Dotation (l/j/unt)	Qmoyj (m3/j)
Maala **(Secondaire)**	Sanitaire	Salle de soins	8 Lits	200	1.6
	Scolaires	Institut de formation	155 élèves	50	7.75
		Ecole primaire	100 élèves	30	3
	Socioculturels	Mosquée	80 fidèles	10	0.8
		Cimetière	1	10	0.01
	Public	Menuiserie	3	15	0.045
		Mécanicien	2	40	0.08
		Cafeteria	2	30	0.06
		Pharmacie	1	15	0.015
		Soudure	3	20	0.06
		Quinquillerie	1	10	0.01
		Alimentaire générale	3	5	0.015
Total					13.445

Zone éparse :

- *Besoin domestiques :*

Tableau II-20: Besoins domestiques de la zone éparse.

Domestique	Unité de mesure	Nombre de consommateur	Dotation (l/j/unt)	Qmoy (m3/j)
Habitants	Hab	461	180	83.03

- *Besoins publics :*

La zone n'a pas des services publics donc elle n'a pas des besoins publics.

II.3.3 Récapitulation et majoration :

Pour obtenir une estimation précise du débit moyen journalier, on doit tenir compte des fuites. Et pour cela on opte pour une majoration du débit de 15%.
D'où : $\boldsymbol{Qmoyj = Qmoyj\ calculé \times Kf}$

Avec :

Qmoyj : le nouveau débit moyen journalier majoré.
Kf : Coefficient de majoration (15%).

Hammam :

Tableau II-21: Besoins total de Hammam Sidi Ayad (Chef-lieu).

Qmoy (m3/j)					
Catégorie	Domestique	S.Public	Dom+SP	Gaspillage (15%)	Total
	720.28	195.55	915.83	137.37	1053.21

Tadarth (Azrou) :

Tableau II-22: Besoins total de Tadarth (Azrou).

Qmoy (m3/j)					
Catégorie	Domestique	S.Public	Dom+SP	Gaspillage (15%)	Total
	131.18	7.02	138.19	20.73	158.92

Harath :

Tableau II-23: Besoins total de Harath.

Qmoy (m3/j)					
Catégorie	Domestique	S.Public	Dom+SP	Gaspillage (15%)	Total
	184.84	38.26	223.10	33.46	256.56

Iftissen :

Tableau II-24: Besoins total de Iftissen.

Qmoy (m3/j)					
Catégorie	Domestique	S.Public	Dom+SP	Gaspillage (15%)	Total
	103.75	83.02	186.76	28.01	214.78

Maâla :

Tableau II-25: Besoins total de Maâla.

Qmoy (m3/j)					
Catégorie	Domestique	S.Public	Dom+SP	Gaspillage (15%)	Total
	267.57	13.50	281.07	42.16	323.23

Zone éparse :

Tableau II-26: Besoins total de la zone éparse.

Qmoy (m3/j)					
Catégorie	Domestique	S.Public	Dom+SP	Gaspillage (15%)	Total
	83.03	0.00	83.03	12.45	95.48

II.3.4 Détermination de la Variation journalière de la consommation :

La consommation d'eau fluctue selon les jours, les semaines et les mois. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en affichant des pics et des creux. Cette irrégularité est quantifiée à l'aide des coefficients d'irrégularité K_{maxj} et K_{minj}.

- **Coefficient d'irrégularité maximale journalière K_{maxj} :**

Le coefficient d'irrégularité maximale journalière est défini comme suit :

$$\boldsymbol{Kmaxj = \frac{Qmaxj}{Qmoyj}}$$

Avec :

Qmaxj : Débit maximal journalier.

Qmoyj : Débit moyen journalier.

- **Coefficient d'irrégularité minimale journalière K_{minj} :**

De la même manière, le coefficient d'irrégularité minimale journalière est donné par :

$$\boldsymbol{Kminj = \frac{Qminj}{Qmoyj}}$$

Avec :

Qminj : Débit minimal journalier.

- **Consommation maximale journalière Q_{maxj} :**

La consommation maximale journalière correspond au débit d'eau du jour où la demande est la plus forte sur l'année. Elle est calculée à l'aide de la relation suivante :

$$\boldsymbol{Qmaxj = Kmaxj \times Qmoyj.}$$

Le coefficient K_{maxj} varie généralement entre 1,1 et 1,3. Il exprime combien de fois la consommation maximale dépasse la consommation moyenne, en intégrant notamment l'augmentation de la demande individuelle.
Dans le cas où $\mathbf{K_{maxj}=1.2}$, on obtient :

$$\boldsymbol{Qmaxj = 1.2 \times Qmoyj.}$$

- **Consommation minimale journalière Q_{minj} :**

À l'inverse, la consommation minimale journalière correspond au débit du jour où la demande en eau est la plus faible. Elle est obtenue en appliquant un coefficient K_{minj} au débit moyen journalier :

$$\boldsymbol{Qminj = Kminj \times Qmoyj.}$$

Ce coefficient, qui varie entre 0,7 et 0,9, indique combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne journalière.
Dans le cas où $\mathbf{K_{minj}=0.8}$, on obtient :

$$\boldsymbol{Qminj = 0.8 \times Qmoyj.}$$

- **Coefficient d'irrégularité minimal horaire :**

Le coefficient d'irrégularité minimale horaire est défini par la relation suivante :

$$\boldsymbol{Kminh = \frac{Qminh}{Qmoyh}.}$$

Par ailleurs, ce coefficient peut également être exprimé sous la forme :

$$\boldsymbol{Kminh = \alpha min \times \beta min.}$$

Où :
$\boldsymbol{\alpha_{min}}$: Facteur prenant en compte le développement industriel ainsi que les habitudes de consommation de la population. Il varie entre 0,4 et 0,6. Dans notre cas, on retient $\boldsymbol{\alpha min= 0.5}$.

$\boldsymbol{\beta_{min}}$: Coefficient étroitement lié à la croissance démographique. On prend $\boldsymbol{\beta min = 0.66.}$

- **Coefficient d'irrégularité maximal horaire :**

Le coefficient d'irrégularité minimale horaire est défini par la relation suivante :

$$\boldsymbol{Kmaxh = \frac{Qmaxh}{Qmoyh}.}$$

Par ailleurs, ce coefficient peut également être exprimé sous la forme :

$$\boldsymbol{Kmaxh = \alpha max \times \beta max.}$$

On prend :

$\boldsymbol{\alpha max= 1.3}$ et $\beta\mathbf{min = 1.12.}$

D'où les résultats suivants :

Tableau II-27: Débits moyen, maximum et minimum horaire.

Agglomération	Qmoyj (m3/j)	Qmaxj (m3/j)	Qminj (m3/j)	Qmoyh (m3/h)	Qmaxh (m3/h)	Qminh (m3/h)	Qmaxh (m3/s)	Q maxh (l/s)
Hammam (Chef-lieu)	1053.21	1263.85	842.57	52.66	76.67	17.38	0.02	21.30
Azrou	158.92	190.71	127.14	7.95	11.57	2.62	0.00	3.21
Harath	256.57	307.88	205.25	12.83	18.68	4.23	0.01	5.19
Iftissen	214.78	257.73	171.82	10.74	15.64	3.54	0.00	4.34
Maâla	323.17	387.80	258.54	16.16	23.53	5.33	0.01	6.54
Zone éparse	95.48	114.58	76.39	4.77	6.95	1.58	0.00	1.93
	Coeff	**Kmaxj**	**Kminj**	**/**	**Kmaxh**	**Kminh**		
		1.2	0.8	/	1.456	0.33		

II.3.5 Etude de la variation de consommation horaire :

Le débit horaire d'une agglomération varie en fonction de sa taille et de son importance démographique. Cette variation, observée tout au long de la journée, est exprimée en pourcentage du débit maximal journalier de l'agglomération.

Le débit horaire est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$\boldsymbol{Qh = \frac{C\% \times Qmaxj}{100}(m3/h)}.$$

Avec :
Qh : Débit horaire requis ;

Q_{maxj} : Débit maximal journalier requis ;

C% : Pourcentage horaire.

- Notre agglomération est de type rural, donc on travaille avec la dernière partition du tableau ci-joint :

Tableau II-28: Variation des débits horaires.

Heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10 000	De 10 001 à 50 000	De 50 001 à 100 000	Plus de 100 000	Agglomération de type rural
0 – 1	1,00	1,50	3,00	3,35	0,75
1 – 2	1,00	1,50	3,20	3,25	0,75
2 – 3	1,00	1,50	2,50	3,30	1,00
3 – 4	1,00	1,50	2,60	3,20	1,00
4 – 5	2,00	2,50	3,50	3,25	3,00
5 – 6	3,00	3,50	4,10	3,40	5,50
6 – 7	5,00	4,50	4,50	3,85	5,50
7 – 8	6,50	5,50	4,90	4,45	5,50
8 – 9	6,50	6,25	4,90	5,20	3,50
9 – 10	5,50	6,25	5,60	5,05	3,50
10 – 11	4,50	6,25	4,80	4,85	6,00
11 – 12	5,50	6,25	4,70	4,60	8,50
12 – 13	7,00	5,00	4,40	4,60	8,50
13 – 14	7,00	5,00	4,10	4,55	6,00
14 – 15	5,50	5,50	4,20	4,75	5,00
15 – 16	4,50	6,00	4,40	4,70	5,00
16 – 17	5,00	6,00	4,30	4,65	3,50
17 – 18	6,50	5,50	4,10	4,35	3,50
18 – 19	6,50	5,00	4,50	4,40	6,00
19 – 20	5,00	4,50	4,50	4,30	6,00
20 – 21	4,50	4,00	4,50	4,30	6,00
21 – 22	3,00	3,00	4,80	4,20	3,00
22 – 23	2,00	2,00	4,60	3,75	2,00
23 – 24	1,00	1,50	3,30	3,70	1,00
Total	100	100	100	100	100

Hammam :

Tableau II-29: Variation des débits horaires du Chef-lieu (Hammam).

Heures	Ch%	Qpt(m3/h)	Ch%	Qpt(m3/h)
0 – 1	0.75	9.48	0.75	9.48
1 – 2	0.75	9.48	0.75	18.96
2 – 3	1	12.64	1	31.60
3 – 4	1	12.64	1	44.23
4 – 5	3	37.92	3	82.15
5 – 6	5.5	69.51	5.5	151.66
6 – 7	5.5	69.51	5.5	221.17
7 – 8	5.5	69.51	5.5	290.69
8 – 9	3.5	44.23	3.5	334.92
9 – 10	3.5	44.23	3.5	379.15
10 – 11	6	75.83	6	454.99
11 – 12	8.5	107.43	8.5	562.41
12 – 13	8.5	107.43	8.5	669.84
13 – 14	6	75.83	6	745.67
14 – 15	5	63.19	5	808.86
15 – 16	5	63.19	5	872.06
16 – 17	3.5	44.23	3.5	916.29
17 – 18	3.5	44.23	3.5	960.52
18 – 19	6	75.83	6	1036.36
19 – 20	6	75.83	6	1112.19
20 – 21	6	75.83	6	1188.02
21 – 22	3	37.92	3	1225.93
22 – 23	2	25.28	2	1251.21
23 – 24	1	12.64	1	1263.85
Total	100	1263.85	100	/

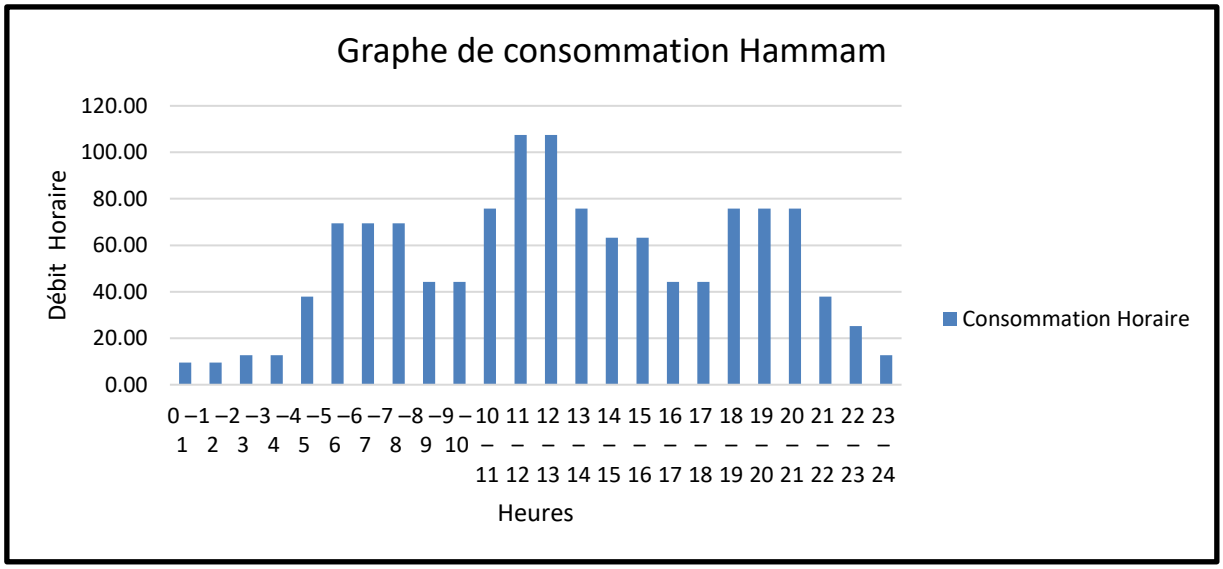


Figure II-3: Diagramme la consommation de chef-lieu (Hammam).

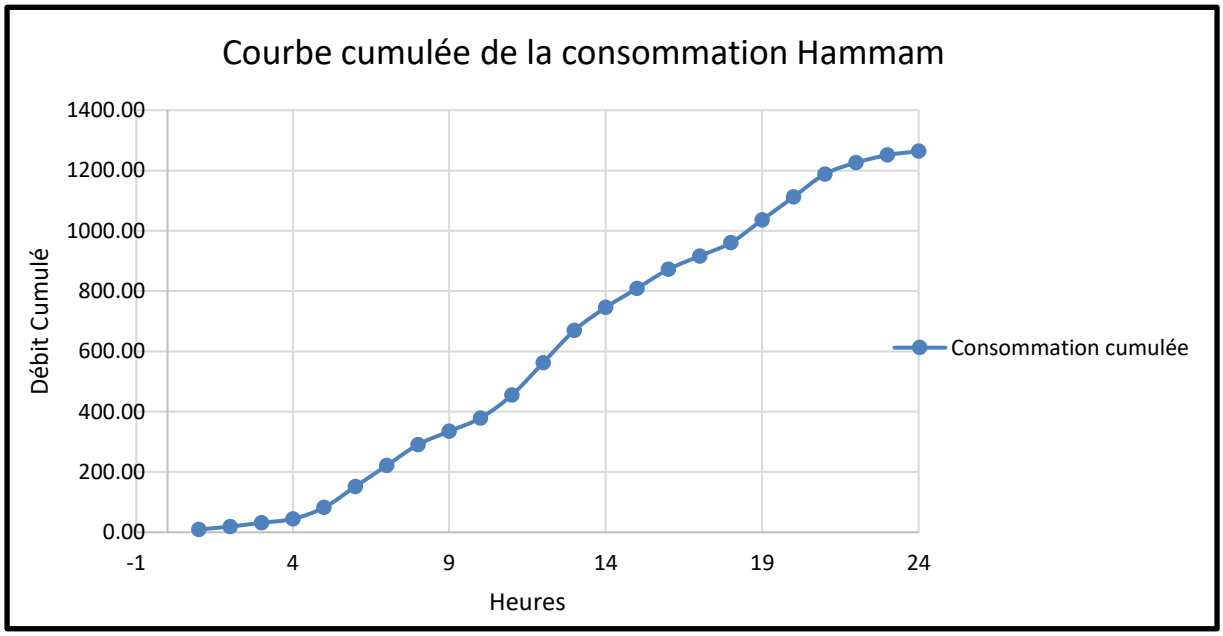


Figure II-4: Courbe cumulée de la consommation de chef-lieu (Hammam).

Tadarth (Azrou) :

Tableau II-30: Variation des débits horaires de Tadarth (Azrou).

Heures	Ch%	Qpt(m3/h)	Ch%	Qpt(m3/h)
0 – 1	0.75	1.43	0.75	1.43
1 – 2	0.75	1.43	0.75	2.86
2 – 3	1	1.91	1	4.77
3 – 4	1	1.91	1	6.67
4 – 5	3	5.72	3	12.40
5 – 6	5.5	10.49	5.5	22.88
6 – 7	5.5	10.49	5.5	33.37
7 – 8	5.5	10.49	5.5	43.86
8 – 9	3.5	6.67	3.5	50.54
9 – 10	3.5	6.67	3.5	57.21
10 – 11	6	11.44	6	68.65
11 – 12	8.5	16.21	8.5	84.86
12 – 13	8.5	16.21	8.5	101.07
13 – 14	6	11.44	6	112.52
14 – 15	5	9.54	5	122.05
15 – 16	5	9.54	5	131.59
16 – 17	3.5	6.67	3.5	138.26
17 – 18	3.5	6.67	3.5	144.94
18 – 19	6	11.44	6	156.38
19 – 20	6	11.44	6	167.82
20 – 21	6	11.44	6	179.26
21 – 22	3	5.72	3	184.98
22 – 23	2	3.81	2	188.80
23 – 24	1	1.91	1	190.71
Total	100	190.71	100	/

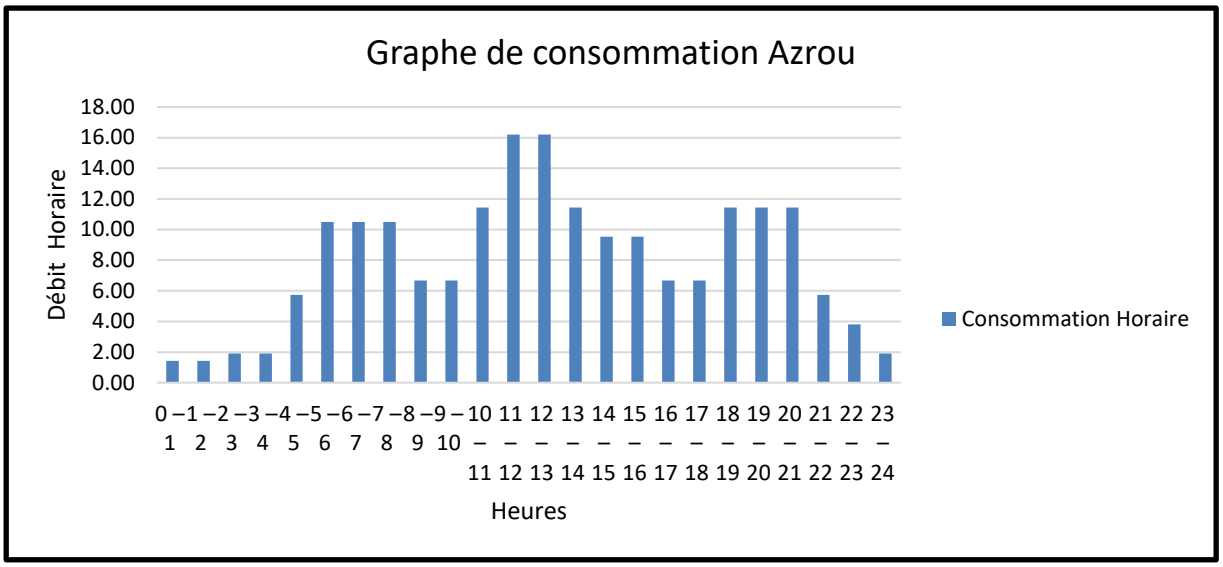


Figure II-5: Diagramme la consommation de Tadarth (Azrou).

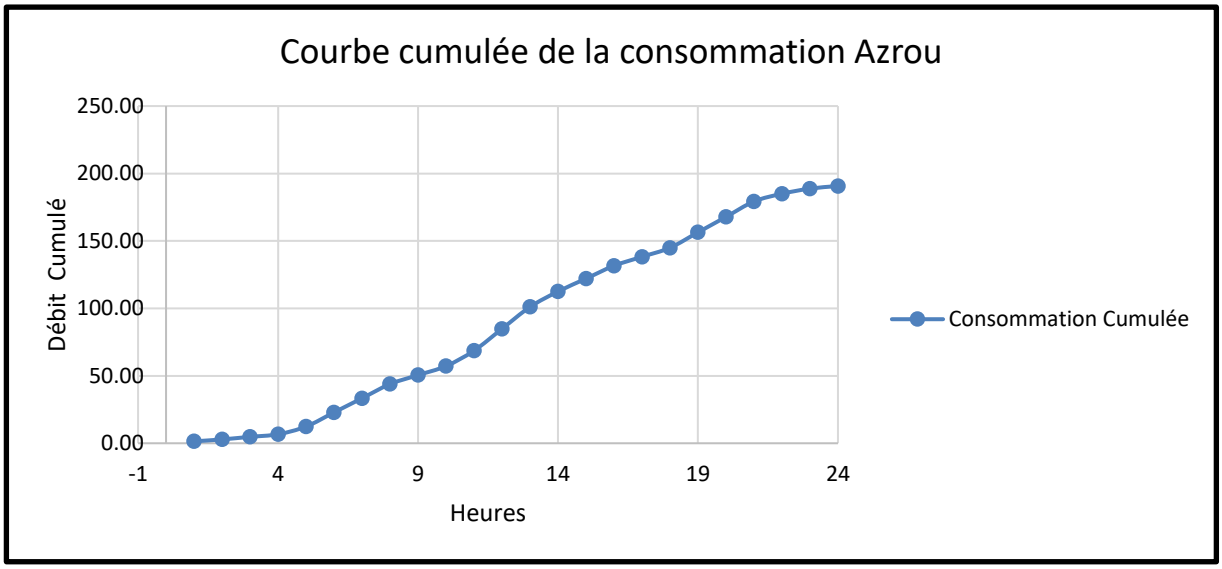


Figure II-6: Courbe cumulée de la consommation de Tadarth (Azrou).

Harath :

Tableau II-31: Variation des débits horaires de Harath.

Heures	Ch%	Qpt(m3/h)	Ch%	Qpt(m3/h)
0 – 1	0.75	2.31	0.75	2.31
1 – 2	0.75	2.31	0.75	4.62
2 – 3	1	3.08	1	7.70
3 – 4	1	3.08	1	10.78
4 – 5	3	9.24	3	20.01
5 – 6	5.5	16.93	5.5	36.94
6 – 7	5.5	16.93	5.5	53.88
7 – 8	5.5	16.93	5.5	70.81
8 – 9	3.5	10.78	3.5	81.59
9 – 10	3.5	10.78	3.5	92.36
10 – 11	6	18.47	6	110.83
11 – 12	8.5	26.17	8.5	137.00
12 – 13	8.5	26.17	8.5	163.17
13 – 14	6	18.47	6	181.64
14 – 15	5	15.39	5	197.04
15 – 16	5	15.39	5	212.43
16 – 17	3.5	10.78	3.5	223.21
17 – 18	3.5	10.78	3.5	233.98
18 – 19	6	18.47	6	252.45
19 – 20	6	18.47	6	270.93
20 – 21	6	18.47	6	289.40
21 – 22	3	9.24	3	298.64
22 – 23	2	6.16	2	304.79
23 – 24	1	3.08	1	307.87
Total	100	307.87	100	/

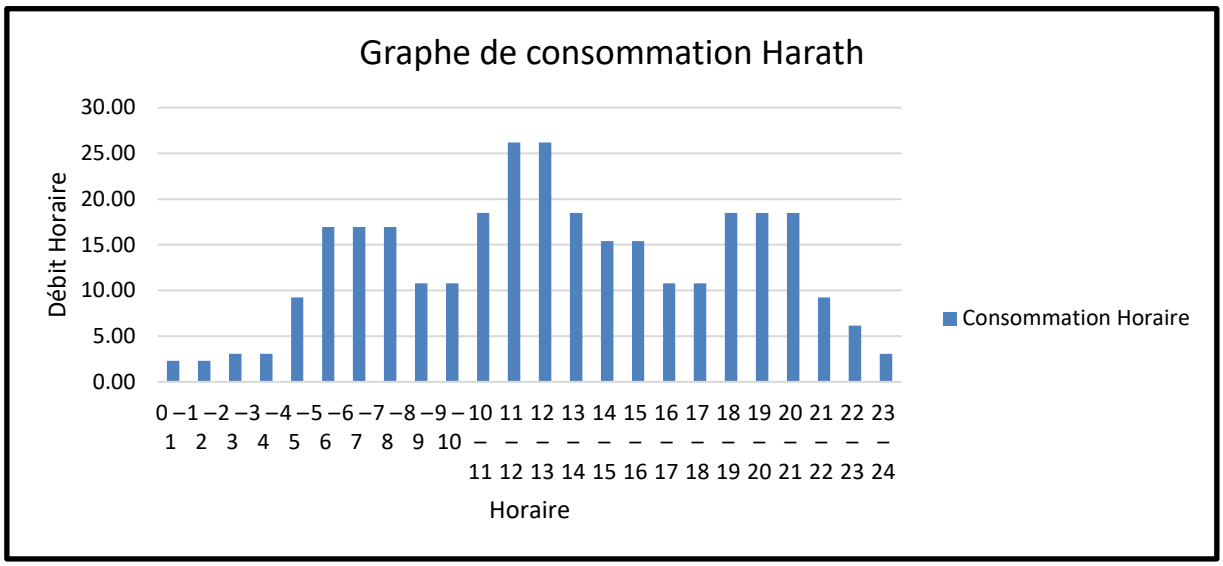


Figure II-7: Diagramme la consommation de Harath.

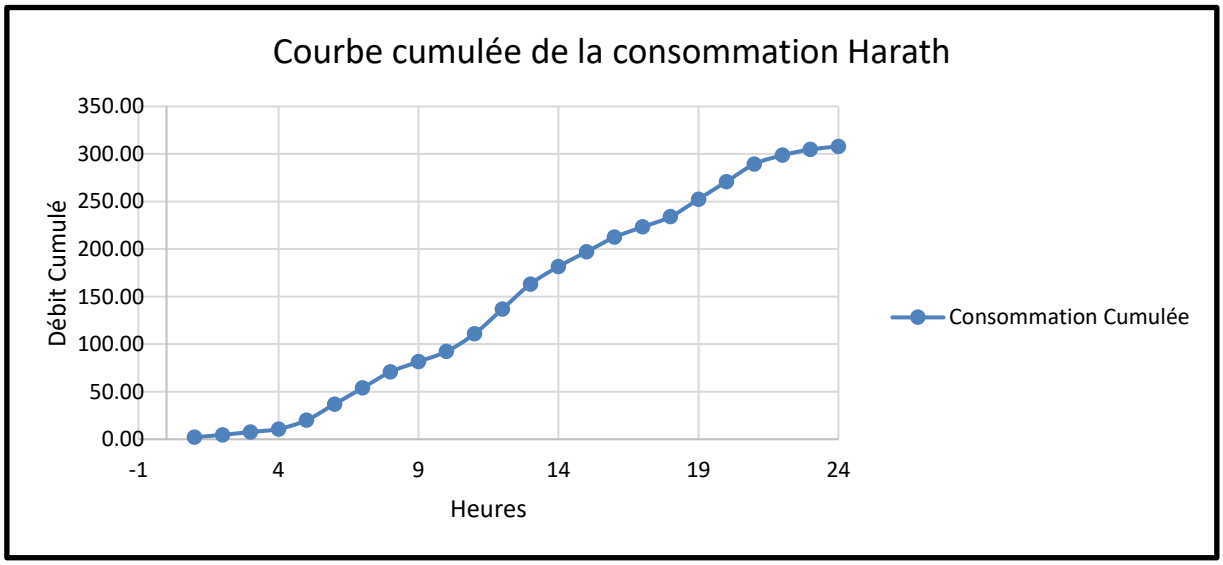


Figure II-8: Courbe cumulée de la consommation de Harath.

Iftissen :

Tableau II-32: Variation des débits horaires de Iftissen.

Heures	Ch%	Qpt(m3/h)	Ch%	Qpt(m3/h)
0 – 1	0.75	1.93	0.75	1.93
1 – 2	0.75	1.93	0.75	3.87
2 – 3	1	2.58	1	6.44
3 – 4	1	2.58	1	9.02
4 – 5	3	7.73	3	16.75
5 – 6	5.5	14.18	5.5	30.93
6 – 7	5.5	14.18	5.5	45.10
7 – 8	5.5	14.18	5.5	59.28
8 – 9	3.5	9.02	3.5	68.30
9 – 10	3.5	9.02	3.5	77.32
10 – 11	6	15.46	6	92.78
11 – 12	8.5	21.91	8.5	114.69
12 – 13	8.5	21.91	8.5	136.60
13 – 14	6	15.46	6	152.06
14 – 15	5	12.89	5	164.95
15 – 16	5	12.89	5	177.84
16 – 17	3.5	9.02	3.5	186.86
17 – 18	3.5	9.02	3.5	195.88
18 – 19	6	15.46	6	211.34
19 – 20	6	15.46	6	226.81
20 – 21	6	15.46	6	242.27
21 – 22	3	7.73	3	250.00
22 – 23	2	5.15	2	255.16
23 – 24	1	2.58	1	257.73
Total	100	257.73	100	/

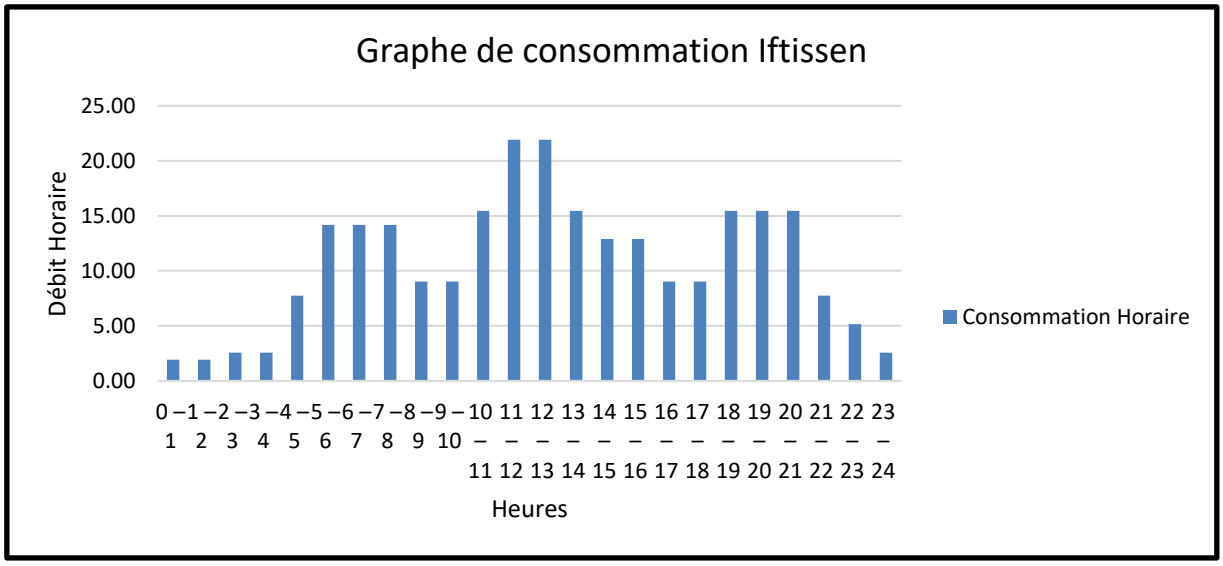


Figure II-9: Diagramme la consommation de Iftissen.

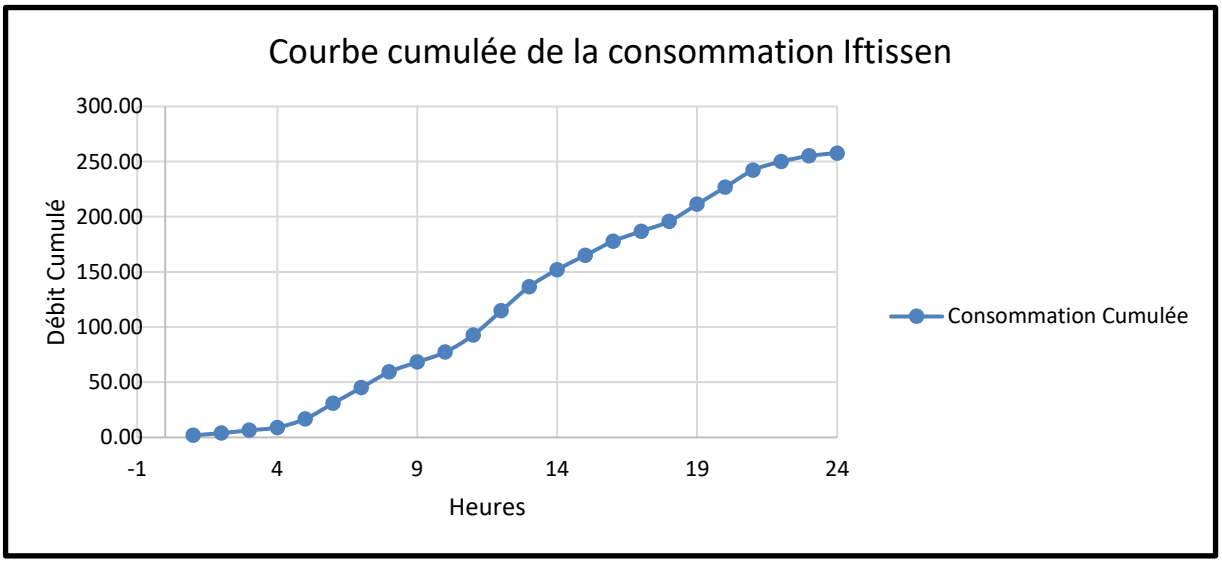


Figure II-10: Courbe cumulée de la consommation de Iftissen.

Maâla :

Tableau II-33: Variation des débits horaires de Maâla.

Heures	Ch%	Qpt(m3/h)	Ch%	Qpt(m3/h)
0 – 1	0.75	2.91	0.75	2.91
1 – 2	0.75	2.91	0.75	5.82
2 – 3	1	3.88	1	9.70
3 – 4	1	3.88	1	13.58
4 – 5	3	11.64	3	25.21
5 – 6	5.5	21.33	5.5	46.54
6 – 7	5.5	21.33	5.5	67.88
7 – 8	5.5	21.33	5.5	89.21
8 – 9	3.5	13.58	3.5	102.79
9 – 10	3.5	13.58	3.5	116.36
10 – 11	6	23.27	6	139.63
11 – 12	8.5	32.97	8.5	172.60
12 – 13	8.5	32.97	8.5	205.57
13 – 14	6	23.27	6	228.84
14 – 15	5	19.39	5	248.24
15 – 16	5	19.39	5	267.63
16 – 17	3.5	13.58	3.5	281.21
17 – 18	3.5	13.58	3.5	294.78
18 – 19	6	23.27	6	318.05
19 – 20	6	23.27	6	341.33
20 – 21	6	23.27	6	364.60
21 – 22	3	11.64	3	376.24
22 – 23	2	7.76	2	383.99
23 – 24	1	3.88	1	387.87
Total	100	387.87	100	/

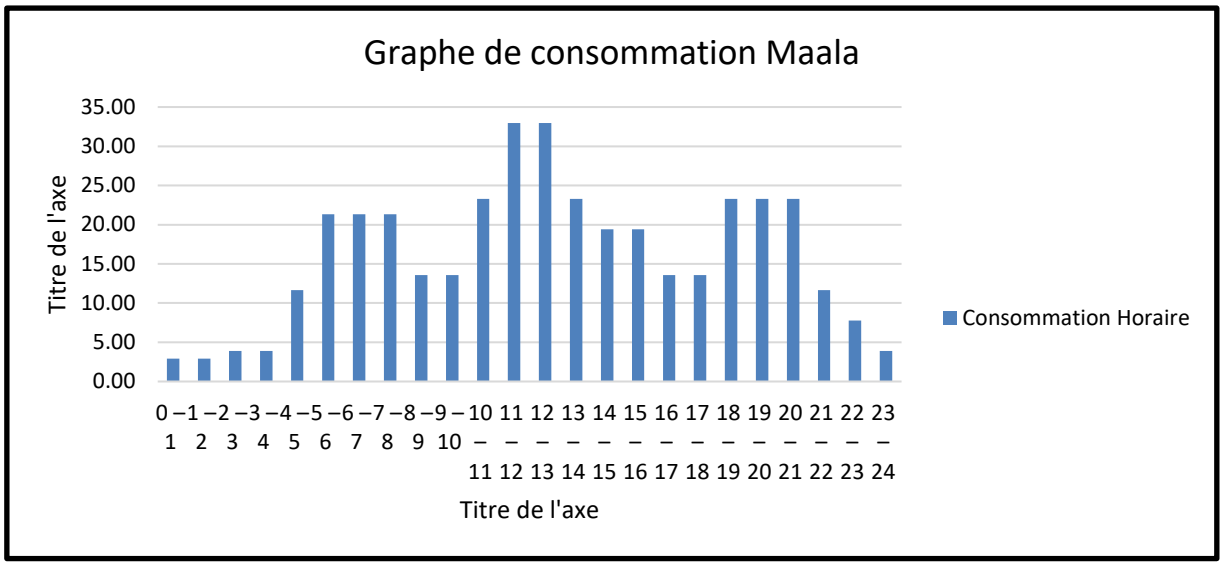


Figure II-11: Diagramme la consommation de Maâla.

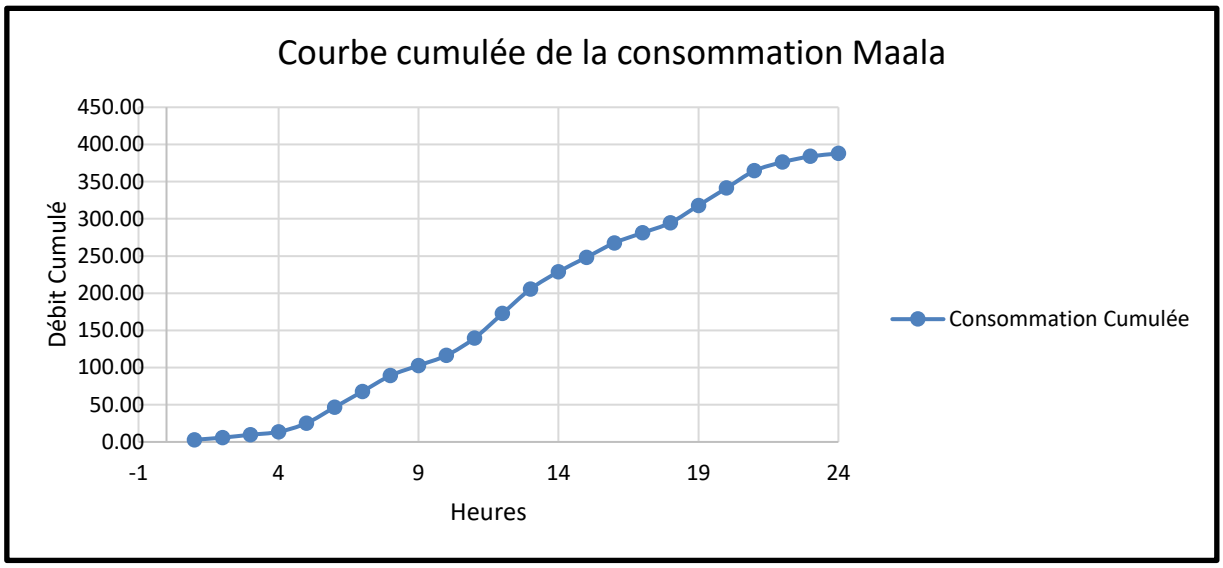


Figure II-12: Courbe cumulée de la consommation de Maâla.

Zone éparse :

Tableau II-34: Variation des débits horaires de la zone éparse.

Heures	Ch%	Qpt(m3/h)	Ch%	Qpt(m3/h)
0 – 1	0.75	0.86	0.75	0.86
1 – 2	0.75	0.86	0.75	1.72
2 – 3	1	1.15	1	2.86
3 – 4	1	1.15	1	4.01
4 – 5	3	3.44	3	7.45
5 – 6	5.5	6.30	5.5	13.75
6 – 7	5.5	6.30	5.5	20.05
7 – 8	5.5	6.30	5.5	26.35
8 – 9	3.5	4.01	3.5	30.36
9 – 10	3.5	4.01	3.5	34.37
10 – 11	6	6.87	6	41.25
11 – 12	8.5	9.74	8.5	50.99
12 – 13	8.5	9.74	8.5	60.73
13 – 14	6	6.87	6	67.60
14 – 15	5	5.73	5	73.33
15 – 16	5	5.73	5	79.06
16 – 17	3.5	4.01	3.5	83.07
17 – 18	3.5	4.01	3.5	87.08
18 – 19	6	6.87	6	93.96
19 – 20	6	6.87	6	100.83
20 – 21	6	6.87	6	107.71
21 – 22	3	3.44	3	111.14
22 – 23	2	2.29	2	113.43
23 – 24	1	1.15	1	114.58
Total	100	114.58	100	/

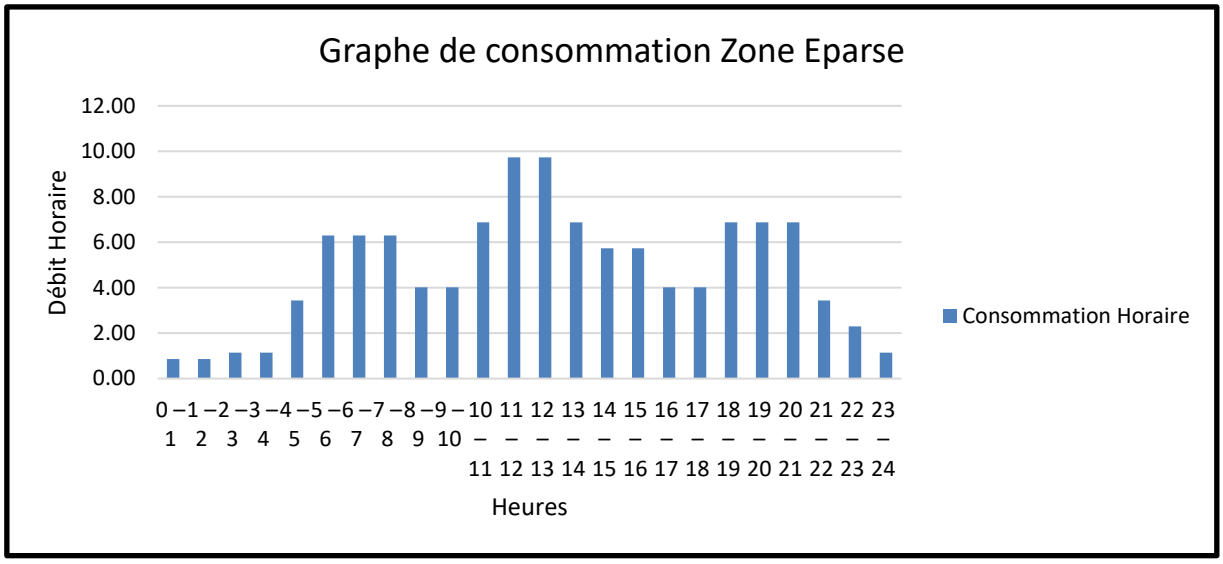


Figure II-13: Diagramme la consommation de la zone éparse.

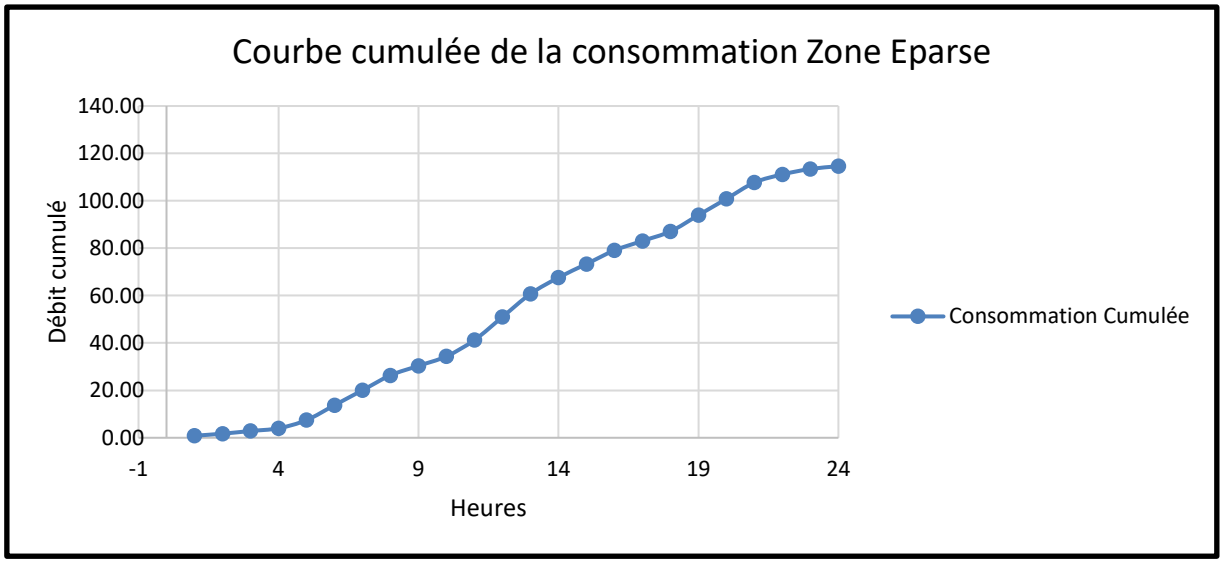


Figure II-14: Courbe cumulée de la consommation de la zone éparse.

Dans le but de dimensionner convenablement les réservoirs de distribution, nous avons procédé à une répartition précise de la population au sein de certaines zones de l'étude. Cette démarche permet d'affecter les besoins en eau de manière cohérente à chaque réservoir. Ainsi, nous avons ventilé la population de la manière suivante :

Pour le **Chef-lieu**, nous avons distingué trois sous-secteurs :
- **Le côté bas**, qui regroupe **8,88 %** de la population totale de la zone,
- **Le centre**, qui concentre la majorité des habitants avec **70,19 %**,
- **La partie Est**, qui représente **20,93 %** de la population.

Pour **Maâla**, nous avons différencié :
- **Le centre**, avec **74,37 %** de la population,
- **La partie haute**, avec **25,63 %**.

Pour **la zone éparse**, nous avons séparé :
- **La partie basse**, qui comprend **58,97 %** de la population,
- Et **la partie haute**, qui en regroupe **41,03 %.**

Cette répartition partielle constitue une première étape pour associer chaque sous-zone considérée à un réservoir de distribution adapté, en tenant compte des besoins en eau liés à leur population respective.
Ainsi on aura :

Tableau II-35: Répartition de la population par zone.

Etage distribution	Réservoir de distribution	Agglomération desservie	Population	Qmaxj (m3/j) (Agglomération)	Qmaxj (m3/j) (Zone)
ZONE I	Réservoir d'Iftissen	Iftissen	576	257.73	369.96
		Chef-lieu (coté bas)	355	112.23	
ZONE II	SR02	Maâla Centre	1106	288.46	288.46
ZONE III	SR03	Chef-lieu Centre	2809	887.09	887.09
ZONE IV	Réservoir à projeter N°01	Chef-lieu (Est)	837	264.52	264.52
ZONE V	SR04	Malla partie haute	381	99.41	99.41
ZONE VI	SR05	Tadarth (Azrou)	729	195.54	503.41
		Igrane Harath	1027	307.87	
ZONE VII	Réservoir Timezrit	Zone éparse partie basse	272	67.57	67.57
ZONE VIII	Réservoir à projeter N°02	Zone éparse partie haute	189	47.01	47.01
Total			**8281**	**2527.44**	**2527.44**

Il faut signaler que la chaîne de refoulement de la commune de SIDI AYAD prend en charge, en plus, l'alimentation de trois villages de la commune de Timezrit. Les besoins futurs de ces villages sont estimés à Q_{maxj} = 462,67 m³/j.
Ainsi la consommation maximale journalière à considérer pour les calculs est de :
Q_{maxj} = 2527.44 + 462.67 = 2990.11 m³/j = 34.60 l/s.

II.4 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons procédé à l'estimation des besoins en eau pour l'ensemble des zones étudiées, à savoir Hammam (chef-lieu), Maâla, Iftissen, Azrou, Igrane Harrath et la zone éparse. Les calculs ont porté sur les différentes consommations : maximale, minimale, journalière et horaire. Cette évaluation a pris en compte les deux principaux types de besoins, à savoir les besoins domestiques et les besoins publics. Enfin, afin d'optimiser la conception du réseau et de faciliter la distribution de l'eau, ces besoins ont été regroupés et répartis par zones d'alimentation distinctes.

Chapitre III: Diagnostic du système existant.

III.1 Introduction :

Les systèmes de d'Alimentation en Eau Potable appartiennent au même titre que les autres réseaux techniques, à un environnement urbain et périurbain dans lequel ils agissent et interagissent avec les autres réseaux.

L'exploitant d'un réseau d'Alimentation en Eau Potable (AEP) se trouve généralement confronté à la difficulté de connaitre avec précision son réseau, compte tenu de sa diversité (généralement de multiples tranches de travaux réalisées selon des technique différentes et sur plusieurs années), de son étendue et des multiples difficultés de son accès.

Pour rationaliser la gestion d'un réseau d'AEP, il est nécessaire :
• de connaître avec précision l'ensemble des éléments le composant ;
• d'avoir un outil de diagnostic pour remédier à ces incidents ;
• de pouvoir prévenir les incidents.

Enfin il est indispensable de garder trace des interventions effectuées pour constituer un « mémoire » des événements marquants afin de cibler le mieux possible les décisions en matière de programmation et d'investissements.

Objectif de L'étude de diagnostic :

L'étude consiste à établir un diagnostic des installations hydrauliques de la commune de SIDI-AYAD, déceler également les insuffisances et le dysfonctionnement du réseau, proposer un plan de réhabilitation et enfin proposer un schéma directeur qui intégrera les endroits qui souffrent d'un manque d'eau due essentiellement à l'absence de réseau de distribution ou à une mauvaise conception du réseau.

Le présent rapport aborde 1'Etude de diagnostic, réhabilitation des réseaux et élaboration d'un plan d'urgence à savoir :

- ✓ Leurs degrés de vétusté et leurs insuffisances du point de vue dimensionnement,
- ✓ Localisation des fuites et les zones de stagnation,
- ✓ L'état des branchements et raccordements,
- ✓ Dysfonctionnement des réseaux,
- ✓ Insuffisances des installations électromécaniques et du génie civil,
- ✓ Etablissement d'une cartographie thématique mettant en relief :
  - Zones de fuites et éclatement des conduites dues au sous dimensionnement.
  - Zones d'imbrication des réseaux AEP.

III.2 Diagnostic physique :

Cette partie consiste 'étude de diagnostic global du réseau d'AEP de la commune de SIDI AYAD.
Le diagnostic a pour objectif de déceler les insuffisances des installations électromécaniques, du génie civil et relever les dysfonctionnements et les points sensibles dans les réseaux d'AEP.
On s'intéressera alors aux deux parties suivantes :

1. **La chaîne d'adduction :**

- Etats des forages d'alimentation.
- Les stations de pompage et ouvrages de stockage.
- Les canalisations d'adduction.

2. **Les réseaux de distributions d'eau :**

- Types et dimensions des conduites.
- Nature des dysfonctionnements et zones de fuites.

Ce diagnostic physique est appuyé par un atlas photo des ouvrages et conduites pour une représentation réelle de l'état des éléments.

III.2.1 La chaine d'adduction d'eau :

La commune de Sidi-Ayad est constituée de diverses agglomérations dispersées qui s'étendent sur une superficie importante, et un terrain très accidenté en sa majorité, à cet effet l'approvisionnement en eau potable nécessite un découpage en zones ainsi que différents étages pour faciliter le refoulement de l'eau.

La commune de Sidi-Ayad est alimentée par deux forages implantés sur la rive droite de l'Oued Soummam dans les limites de la commune d'El Flaye et une conduite venante du barrage de Tichi-Haf.

Ces deux forages, de capacités de 20 1/s travaillent en alternance pour satisfaire les besoins de la population et permettre ainsi une gestion maîtrisée des forages.
Les eaux, pompées des deux forages existants, sont par la suite refoulées par L'intermédiaire de cinq (5) stations de reprise implantée sur des niveaux altimétriques ascendants, en démarrant des forages jusqu'au dernier réservoir destiné pour 1' alimentation de trois villages de la commune de Timezrit.
Ainsi, nous pouvons distinguer quatre zones de distributions :

- Etage (1) de la Station de reprise SR02, Couvrant le village Maâla ;
- Etage (2) de la Station de reprise SR03, Couvrant le chef-lieu de la commune ;

.

- Etage (3) du réservoir Iftissen alimenté par gravité de l'étage (2) et couvrant le village Iftissen.
- Etage (4) de la station de reprise SR05 : Couvrant les villages Igrane Harath et

Azrou ;
La figure N° 01 représente le schéma synoptique du système d'alimentation en eau potable de la commune de SIDI-AYAD.

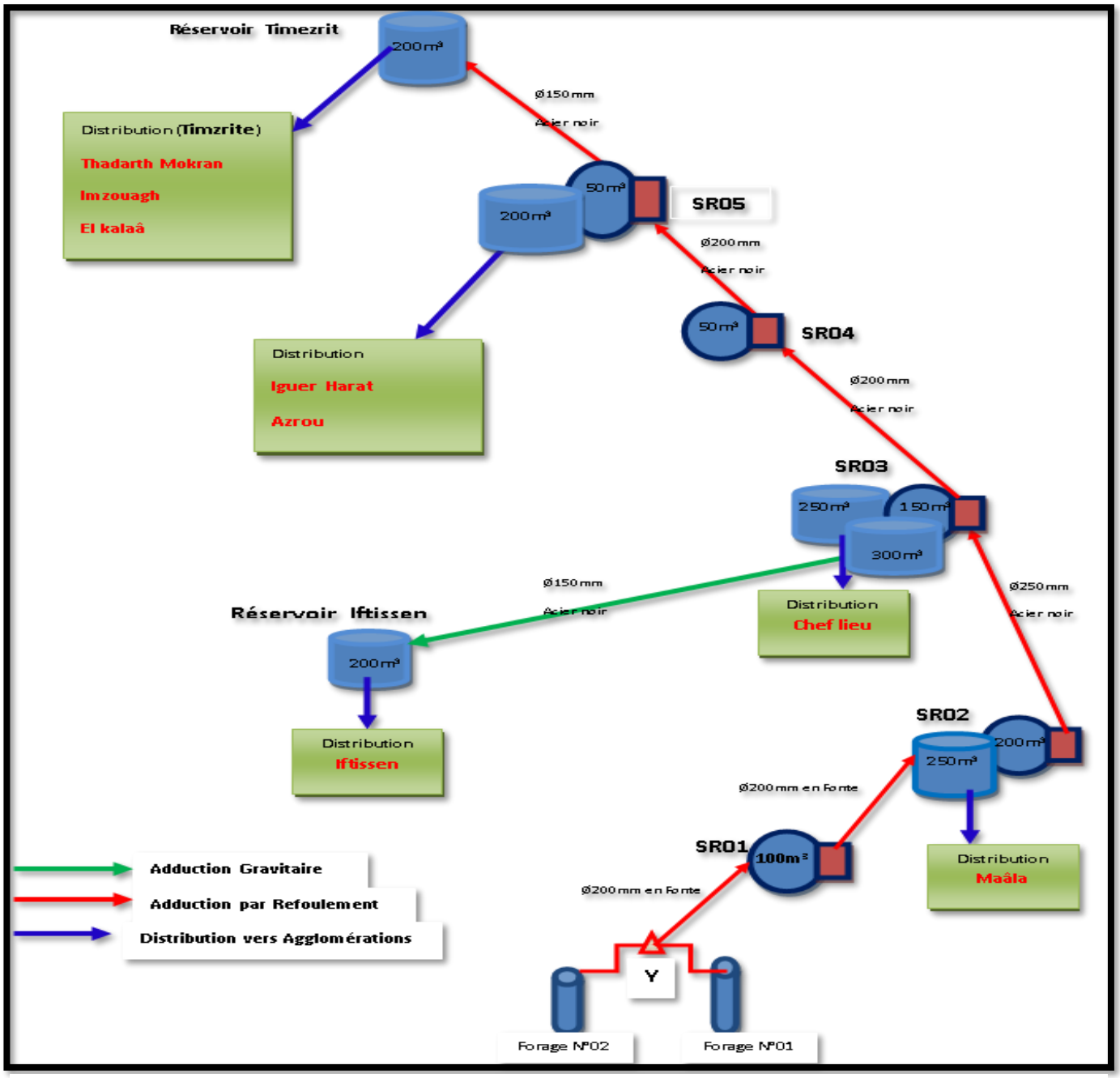


Figure III-1: Schéma vertical de la chaîne d'adduction actuelle de la commune de Sidi Ayad.

➢ *LES FORAGES D'EAU :*

Toutes les agglomérations de la commune de Sidi-Ayad sont alimentées par deux (02) forages implantés en deux endroits différents sur le lit d'oued Soummam sur le territoire de la commune d'El-Flay. (Voir le plan de masse).

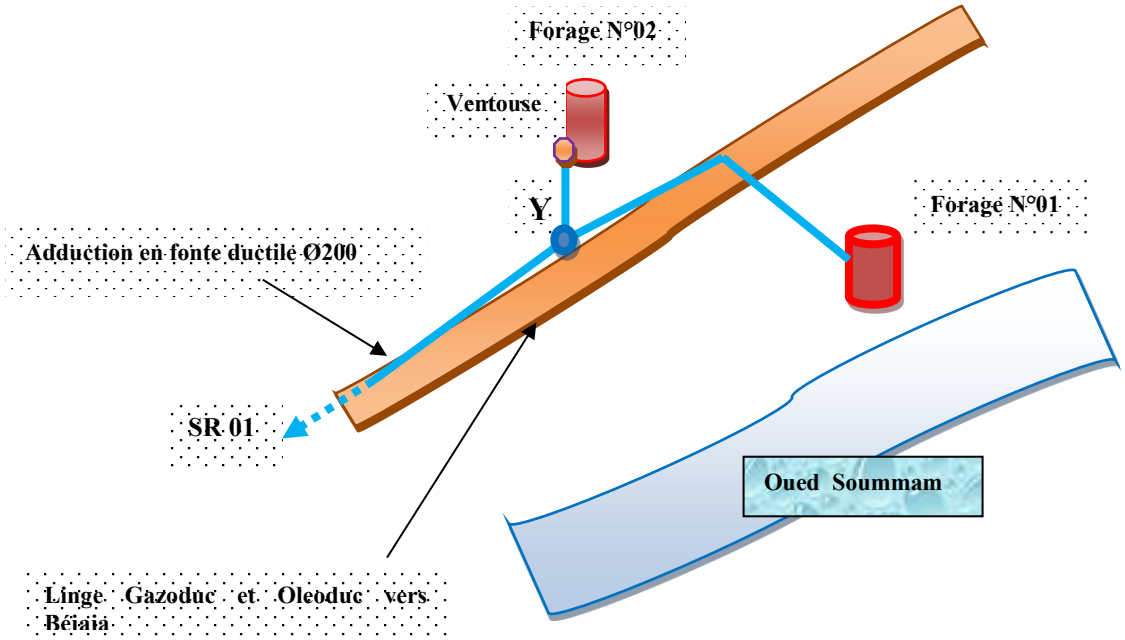


Figure III-2: Schéma synoptique du champ captant des forages d'eau de la zone d'étude.

Les conduites sortant des forages sont reliées par un point de jonction pour continuer avec une seule conduite jusqu'à la station de reprise SR01.

Le refoulement des eaux est assuré par un travail en alternance des deux forages couvrant une durée de 24h de la journée (24h/24h).

Tableau III-1: Caractéristiques des forages de la zone d'étude.

N°	Localisation	Coordonnées (mètres)			Profondeur(m)	Caractéristiques des pompes existantes		
		X (m)	Y (m)	Z (m)		Type	Débits (l/s)	HMT(m)
1	Lit d'Oued Soummam CNT El Flay	1402.736	4730.916	90.95	50	Immergée	22	150
2	Lit d'Oued Soummam CNT El Flay	1243.718	4700.677	94.85	45	Immergée	22	180

Description et mode de fonctionnement :

Ces deux forages ont été réalisés durant les années 1985 et 1990 juste après le découpage administratif de la daïra de Sidi Aich.
D'après les renseignements collectés des services technique de la commune et les informations recueillies auprès des agents qui assurent la surveillance du réseau d'adduction, il ressort que les débits d'exploitation de chacun de ces forages varient entre 20 et 25 (l/s).
Et Vu la disponibilité des deux forages, il a été adopté un pompage alternatif de 24/24 vers la station de reprise SR01 afin de mieux gérer les groupes électropompes des forages et garantir ainsi une longue durée de vie.

Etat et constatations :

Nous avons constaté, au cours de nos visites sur les lieux des forages, ce qui suit :

- Absence d'organe contrôle et de surveillance pour le déclenchement automatique des pompes.
- Absence de clôture pour les deux forages ;
- Aucun système de drainage et d'évacuation des eaux excédentaires n'est prévus ;
- Aucune Installation pour l'éclairage des lieux (difficultés pour l'entretien nocturne)
- Présence de fuites d'eaux instantanées au niveau de la ventouse du forage N°01, ce qui a provoqué la corrosion des armatures du génie-civil ;



Figure III-3: fuites d'eaux au niveau de la ventouse du forage N°01.

- Plusieurs changements de groupes électropompes des deux forages ont été opérés ceci peut s'expliquer par un mauvais choix des caractéristiques de pompes nécessaires ou une mauvaise exploitation.



Figure III-4: Changement fréquent de groupe électromécanique.

- Actuellement, les pompes utilisées et les installations électromécaniques des deux forages sont en bon état (fonctionnement et durée de vie) à l'exception de la ventouse du forage N°01 qui se trouve dans un état de dégradation très avancé.

- *LES STATIONS DE REPRISES :*

La station de reprise N°01 (SR01) :

La station de reprise SR01 est implantée au voisinage du Gazoduc et de l'Oléoduc qui allaient vers Bejaia. Cette station se trouve au-dessous de CW15 a une altitude NGA de 200m.
Cette station reçoit de l'eau 24/24 à partir des forages N°01 et N°02, son rôle est la reprise (refoulement) vers 1'étage (01) [la station SR02 et les réservoirs de distribution Mâala].
Cette station est munie de deux types de pompes de refoulement :

- Une pompe immergée a l'extérieure de la chambre de pompage.
- Deux pompes horizontales à l'intérieure de la chambre de pompage.

Les constations concernant cette station se résument comme suit :

- D'après l'agent qui assure la surveillance de cette station, la pompe immergée ne peut pas fonctionner plus de 30 minutes à cause du chauffage des câbles d'alimentation électrique car l'ancien câble adéquat a été coupé (suspendu).
- Des fuites importantes au niveau de la tresse de la pompe P1 provoquant l'inondation répétée de la chambre de pompage et causant par la suite la dégradation de génie civil Le moteur de la pompe de sécurité (P2) est plus puissant que le moteur de la pompe de service (P1) :

La station de reprise N°02 (SR02) :

La station de reprise SR02 est implantée sur la partie haute du village Mâala dans l'étage (1). Elle se trouve au-dessus de la CW15 a une altitude NGA de 295m. (Voir le plan de masse).
Comme le cas de la station de reprise N°01, cette station est munie de deux types différents de pompes de refoulement :

- Une pompe immergée à l'extérieur de la chambre de pompage.
- Deux pompes horizontales à l'intérieur de la chambre de pompage.

D'après notre visite sur les lieux ont constaté ce qui suit :

- Absence de flotteur pour le contrôle de la mise en marche du groupe électropompe en cas de variation des niveaux (max et min) d'eau dans la station ce qui provoque l'inondation répétée des chambres de vannes et ainsi la corrosion des conduites et du génie civil.



Figure III-5: Corrosion du matériel et fuites.

- Absence d'une installation d'éclairage des lieux (difficultés pour l'entretien nocturne) Risque de glissement de terrains et de la clôture Zimmerman du coté bas de la station et juste à la rentrée de la conduite d'adduction venant de la SR1.

La station de reprise N°03 (SR03) :

La station de reprise SR03 se situe à proximité du CW15 avec une altitude NGA de 370m. (Voir le plan de masse).

Contrairement deux stations précédentes, cette station SR03 est dotée aux uniquement de deux groupes électropompes horizontales. Les deux pompes ont été remplacées en 2011 et se trouvent en bon état.

Cette station assure le refoulement vers la SR04 sur une durée de pompage de 18 heures par jour (de 18h00 jusqu'à 12h00), puisqu'elle se trouve sur un étage important de distribution (Etage 2) et assure aussi l'alimentation du réservoir de l'étage (3).

Les constatations et remarques observées sur cette station se résument comme suit :

- Des fuites importantes à travers les joints au niveau de la pompe P2 causent des inondations de la chambre de pompage et par suite une dégradation de génie civil.
- Absence de flotteur pour un fonctionnement automatiquement des groupes électropompes
- Absence de système de javellisation dans tous les réservoirs de stockage.
- Absence d/une installation d'éclairage des lieux (difficultés pour l'entretien nocturne);
- Risque de glissement de terrains et de la clôture Zimmerman sur le côté bas de la station suite au mauvais drainage des eaux excédentaires.



Figure III-6: Vidange vers le milieu naturel sans drainage.

La station de reprise N°04 (SR04) :

La station de reprise SR04 se situe sur le lieu dit "Tiguerth Talmast" et à proximité du CW15 sur une côte NGA de 500m. (Voir le plan de masse).

Cette station est équipée de deux groupes électropompes de type horizontale. Les deux pompes ont été remplacées en 2011, cette station se trouve en bonne état.

La station de reprise N°05 (SR05) :

La station de reprise SR05 se situe à proximité de CW15 sur l'embranchement allant vers le village Iguer-Harrath. La côte NGA de cette station est de 580m.

Cette station de reprise est gérée actuellement par les services de la commune de Timezrit.

- *LES OUVRAGES EN GENIE CIVIL [Réservoirs et Bâches d'eau] :*

Les ouvrages en génie civil de la chaine d'adduction de la zone d'étude se composent de deux types :

- Les bâches réalisées sur les stations de reprise.
- Les réservoirs de stockage d'eau destinés pour la distribution.

Les constations relevées au cours des visites effectuées sur les lieux se résument comme suit :

Bâche de reprise de la SR01 :

Les constations relevées au cours des visites effectuées sur les lieux se résument

Ouvrages de l'étage 01 (Mâala) :

Au niveau de cet étage, il a été construit une bâche de reprise de 200 m³ et un réservoir de distribution de 250 m³ qui assure l'alimentation en eau du village Mâala et ses environs. L'état global des ouvrages est satisfaisant mais a été constaté que : Le système de javellisation est mal conçu ce qui implique une difficulté de dosage du chlore (Javel). La clôture de protection en Zimmermann n'est pas cadenassée ce qui met les lieux à la portée des curieux.



Figure III-7: Réservoir de distribution semi enterré Maâla.

Ouvrages de l'étage 02 (Chef-lieu) :

Au niveau de cet étage, il y a une bâche de reprise de 150 m³ (SR03) et deux réservoirs de distribution de capacités 300 et 250m³. En plus de la reprise vers la station SR04 et I 'alimentation du chef-lieu de la commune.



Figure III-8: Vue extérieure du réservoir de distribution supplémentaire Chef-lieu.

Une adduction par gravité est assurée vers le réservoir d'Iftissen à partir de ces réservoirs. Les constatations recueillies sont :

- Des fuites importantes des eaux ont provoqué la corrosion du génie-civil ;
- Le système de javellisation est mal conçu ;
- Le génie civil est dans un état de dégradation avancé : fissuration de la coupole et ségrégations du béton.
- Les différentes conduites d'adduction et de distribution se trouvent à l'air libre dans un état de dégradation avancée. Deux conduites de trop plein se déversent directement sur les champs avoisinants et provoquent ainsi des érosions et des saturations des sols.

Ouvrage de l'étage 03 (Iftissen) :

Ce réservoir de stockage et de distribution de 200m³ a été construit en 1999. Il se trouve du côté bas du cimetière principal de la commune. Ce réservoir a été conçu pour Y remédier aux problèmes des fortes pressions de l'ancien réseau de distribution (réalisation d'un réseau étagé).

Le remplissage de ce réservoir se fait par le biais d'une conduite de distribution Ø150nm acier noir venant des réservoirs stockage de l'étage (2), Ce qui complique son fonctionnement puisqu'il se remplit uniquement durant les heurs à faible consommation des abonnés desservis par la dite conduite de distribution (de 00h-->06h).

Ce réservoir assure une distribution uniforme (de 07h00 jusqu' à 12h00) des quartiers suivants : Iftissen, Ait Amrouche, Salhi et Gougam.

Bâche de reprise de la SR04 :

Cette bâche assure, en plus de la reprise des eaux vers la station SR05, l'alimentation de quelques habitations voisines. Le constat relevé sur cet ouvrage est :

- Présence de calcaire dans les conduites ce qui perturbe le fonctionnement du système,

- Dégradation critique de génie civil de la chambre des vannes.

- Le dispositif de trop plein est relié directement vers le réseau de distribution et ainsi l'arrivée de l'eau est sans interruption ce qui complique la gestion de temps de pompage.

On recommande une intervention d'entretien d'urgence pour cet ouvrage

Ouvrages de l'étage 04 :

Au niveau de cet étage, il y a une bâche de reprise de 50 m³ (SR05) et un réservoir de distribution de capacités 200 m³. La bâche assure la reprise vers le réservoir de la commune de Timezrit et le réservoir alimente les villages Iguer-Harrath et Hammam Sidi Ayad. :

Les constatations recueillies sont :

- Des fuites importantes d'eaux ont provoqué la corrosion des accessoires de la chambre de vannes.



Figure III-9 : Vanne de vidange détériorée.

- Le génie civil est dans un état de dégradation avancé, fissuration des parois qui revient à l'instabilité du réservoir (implantation sur une terre meuble).

- Les glissements des terres aux alentours des réservoirs reflètent le mauvais choix des lieux d'implantation.

Le tableau ci-dessous englobe les caractéristiques des ouvrages existants :

Tableau III-2: Capacités de stockage actuelles de la commune de Sidi Ayad.

N°	Zone	Nature	Zone desservie	Volume (m3)	Cote de Terrain (m)	Cote Radier (m)	Cote Trop Plein (m)	Etat
1	Entre champ captant et étage (1)	Bâche de reprise	Néant	100				Bon
2	Etage (1)	Bâche de reprise	Village Maâla	200	297	298.5	300.25	Bon
		Réservoir		250	297	298.5	300.25	Bon
3	Etage (2)	Bâche de reprise	Chef-lieu et réservoir d'Iftissen	150	370.4	372	368.25	Bon
		Réservoir		300	370.4	372	368.25	Bon
		Réservoir		250	370.4	372	368.25	Bon
4	Etage (3)	Réservoir	Village Iftissen	200	200.4	198.8	201.8	Bon
5	Entre étage (2) et étage (4)	Bâche de reprise	Néant	50				Bon
6	Etage (4)	Bâche de reprise	Villages Iguer Harath et Azrou + réservoir de Timezrit	50	589	592.5	588	Bon
		Réservoir		200	589	592.5	588	Bon

- *LES CONDUITES D'ADDUCTION :*

Au cours de notre diagnostique sur le site de l'étude, on a constaté que, sur plusieurs endroits de la chaine de refoulement les conduites sont déterrées et Se trouvent sans protection et exposées aux attaques de l'environnement extérieur :

- Des conduites déterrées dans certain parties.
- Des cassures causées par des engins ;
- Risque de contamination avec les eaux pluviales et usées ;
- Absences particulières des vannes de vidange.
- Absences de ventouses sur les points hauts de la chaine de refoulement.

Le réseau d'adduction se résume comme suit :

Tableau III-3: Caractéristiques des conduites d'adduction.

Tronçon		Type d'adduction	∅ (mm)	Matériaux	L (m)	Débits (L/s)
Départ	Arrivée					
Forage 01 et 02	SR01	Refoulement	200	Rénové en Fonte ductile	1450	20
SR01	SR02	Refoulement	200	Rénové en Fonte ductile	1150	20
SR02	SR03	Refoulement	250	Acier noir	700	20
SR03	SR04	Refoulement	200	Acier noir	850	20
SR04	SR05	Refoulement	200	Acier noir	1100	15
SR05	Réservoir Timezrit	Refoulement	150	Acier noir	1350	15
SR03	Réservoir Iftissen	Par Gravité	150	Acier noir	2300	10

III.2.2 LES RESEAUX DE DISTRIBUTION :

Les réseaux de distribution en eau potable de la commune de SIDI-AYAD, n'a fait l'objet d'aucune étude au préalable, ils ont été réalisés en fonction des opportunités et des enveloppes allouées. Cependant, la majeure partie du réseau a été faite entre 1985et 1990. La majorité des conduites sont en acier galvanisé.

I n'existe aucun plan de recollement des réseaux existant. Nous avons pu reconnaître, avec le service technique de l'APC, les tracés des réseaux et différents diamètres des canalisations.

Sur la base des plans, des réseaux de distribution existants, recueilli au niveau de la subdivision des ressources en eau de Sidi-Aich et suites aux visites effectuées sur le terrain de de la commune, il apparait clairement que chaque agglomération possède son propre réseau de distribution. Ces réseaux sont tous de type ramifié.

La majorité de conduites utilisées pour l'alimentation en eau potable des abonnés (distribution) sont en acier galvanisé, parfois rénovées en PEHD.

Les diamètres utilisés pour la distribution sont les suivants : (∅20/27), (∅26/34), (∅33/42), (∅40/49), (∅50/60), (∅66/76), (∅80/90) et &200mm.

Il existait quelques conduites de distribution réalisées en PEHD par les services de I'APC. Au fur et à mesure que la population s'accroit, la demande aussi se fait sentir, d'où la nécessité de répondre aux besoins de cette dernière et ce en réalisant des piquages arbitrairement jusqu'à ce que le réseau se forme de lui-même.

- Nous avons constaté que plusieurs cas où différentes conduites de distribution prennent départ d'un seul réservoir.
- Pendant le diagnostic, nous avons également constaté, qu'à certains endroits, les conduites apparaissent et posées a même le sol avec un changement de diamètres et de matière de canalisation (acier et PEHD).
- Un taux de fuite très élevé et un dysfonctionnement de plusieurs conduites de distribution.
- Les habitations qui se trouvent aux voisinages des réservoirs souffrent du manque d'eau. (Couverture insuffisante par le system de distribution étage)
- La majorité des conduites de distribution, en acier, sont obturées à cause de la présence des couches de calcaire à l'intérieure

- Le croisement de réseau de distribution avec celui de l'assainissement en plusieurs endroits peut engendrer un risque de contamination.

III.3 Diagnostic hydraulique :

La présente partie consiste à établir un **diagnostic technique** des installations hydrauliques déceler également les insuffisances et le dysfonctionnement du réseau, et de proposer un plan de réhabilitation qui intégrera les endroits qui souffrent d'un manque d'eau qui est due essentiellement à l'absence de réseau de distribution ou à une mauvaise conception du réseau.

Ce diagnostic théorique consiste à une vérification de la situation actuelle avec simulation hydraulique des différents organes de système d'AEP de la commune de Sidi Ayad :

- Les capacités de stockages.
- Les adductions (Refoulement et adduction gravitaire).
- Les stations de pompage (équipement hydromécanique).
- La situation d différents points d'approvisionnement en eau (apport/demande).
- Le Réseau de distribution.

III.3.1 LES BESOINS EN EAU DE LA LOCALITE :

- Actuellement d'après les services d'APC de Sidi-Ayad, la dotation réelle de la commune est de 150 l/j/hab avec le renforcement des besoins par les eaux du barrage TICHI HAF
- Pour le long terme, on adopte une dotation de 180 l/j/hab.

Ainsi les nouveaux résultats de calculs des besoins maximums de la localité se présentent comme suit :

Tableau III-4: Consommations maximales journalière à différents horizons.

Zone	Type de besoin	Besoins (m^3/j)		
		Actuel	*Moyen terme*	*Long terme*
Chef-lieu	**Consommation (m^3/j)**	471,75	608,13	720.28
	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	679,32	875,71	1263.85
(Azrou)	**Consommation (m^3/j)**	76,90	101,84	131.18
	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	110,74	146,65	195.54
Igrane Harath	**Consommation (m^3/j)**	119,38	154,46	184.84
	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	171,91	222,42	307.87
Iftissen	**Consommation (m^3/j)**	87,81	97,49	103.75
	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	126,45	154,79	257.73
Maâla	**Consommation (m^3/j)**	178,61	229,25	267.57
	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	257,20	330,12	387.87
Zone éparse	**Consommation (m^3/j)**	65,59	71,30	83.03
	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	84,45	97,07	114.58
Villages Timezrit	**Consommation (m^3/j)**	156,00	211,05	321,3
	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	224,64	303,91	462,67
Total (m^3/j)		**1654,71**	**2130,67**	**2995,91**

III.3.2 LES CAPACITES DE STOCKAGE :

La capacité de stockages d'un réservoir dépend essentiellement de la variation de la consommation journalière des abonnés (variation de Qmax.j durant la journée). Suivant le mode de consommations des abonnés le long de la journée, ce débit est soumis à des variations horaires.

Ces variations sont caractérisées par le coefficient Kmax.h, dit coefficient de variation horaire maximal, défini tel que : $K_{max.h} = \alpha max * \beta max$

Avec :

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie de 1,2 à 1,4.

Notre zone d'étude est rurale, c'est pourquoi on prend **α_{max} = 1,3**

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants et il sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivant :

Tableau III-5: Valeurs du coefficient βmax en fonction du nombre d'habitant.

Nombre d'habitant x10³	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10,0	20,0	30,0	100,0	300,0	>10³
β_{max}	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10	1,03	1,00

Tableau III-6: Valeurs du coefficient de variation maximale horaire équivalent de chaque zone à divers horizons.

Valeur de k_{maxh} à divers horizon		Agglomérations desservis par les réservoirs de stockage				
		Iftissen	**Maâla**	**Chef-lieu**	**Azrou et Iguer Harrath**	**Villages Timzrit et Zone éparse**
Actuel (2025)	Nb habitants	**426**	**1100**	**2960**	**(539+760)=1299**	**(1320+341)=1661**
	β_{max} calculé	2,000	1,957	1,568	1,878	1,767
	k_{maxh} calculé	2,60	2,54	2,04	2,44	2,30
	K équivalent	**2,5**	**2,5**	**2**	**2,5**	**2,5**
Moyen terme (2035)	Nb habitants	**471**	**1216**	**3491**	**(596+840)=1436**	**(1547+377)=1924**
	β_{max} calculé	2	1,88	1,534	1,794	1,710
	k_{maxh} calculé	2,6	2,45	1,99	2,33	2,22
	K équivalent	**2,5**	**2,5**	**2**	**2,5**	**2,5**
Futur (2055)	Nb habitants	**576**	**1487**	**4002**	**(729+1027)=1756**	**(1963+461)=2424**
	β_{max} calculé	2	1,77	1,48	1,711	1,605
	k_{maxh} calculé	2,6	2,30	1,92	2,22	2,09
	K équivalent	**2,5**	**2,5**	**1,9**	**2,5**	**2**

La répartition des besoins en zones couvertes par les réservoirs existants est résumée comme suit :

Tableau III-7: Répartition des besoins maximums par zones et réservoirs.

Réservoir	Capacité (m^3)	Agglomérations dénervées	Besoins maximal journalier (m^3/j)		
			Actuel	*Moyen terme*	*Long terme*
			2025	2035	2055
Iftissen	200	Iftissen	126.45	154.79	257.73
SR02	(200 et 250)	Maâla.	257.2	330.12	387.87
SR03	(150 +250+ 300)	Chef-lieu	679.32	875.71	1263.85
SR05	50 et 200	(Azrou)	110.74	146.65	195.54
		Igrane Harath	171.91	222.42	307.87
		Sous total	282.65	369.07	503.41
Réservoir Timzrit	200	Zone éparse	84.45	97.07	114.58
		Villages Timzrit	224.64	303.91	462.67
		Sous total	309.09	400.98	577.25
Total $Q_{max.j}$ (m^3/j)			**1654.71**	**2130.67**	**2990.11**
Total $Q_{max.j}$ (l/s)			**19.15**	**24.66**	**34.61**

Réservoirs IFTISSEN et MAALA

D'après le tableau N°01 il ressort clairement que la capacité de stockage des réservoirs des étages N°01 et N°03 (Iftissen et Maâla) peuvent répondre aux besoins des agglomérations desservies pour les divers horizons.

Réservoirs du Chef-lieu SR03 (150, 250 et 300m3)

Ces réservoirs assurent les fonctions suivantes :

1- L'apport actuel à partir de la SR02 est effectué pendant 21h
2- Le refoulement vers SR04 est effectué pendant 18h (18h--->12h).
3- L'alimentation quotidienne du réservoir d'**Iftissen** de 200 ^{m3} pendant 06h (00h----> 06).
4- La distribution de chef-lieu

Tableau III-8: Fonctionnement des réservoirs du chef-lieu.

Horizon	Entrée		Sortie					
	Apport de SR02		Distribution chef-lieu		Refoulement vers SR04		Alimentation réservoir d'Iftissen	
	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	Fraction en (%)	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	Fraction en (%)	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	Fraction en (%)	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	Fraction en (%)
Actuel 2025	1407,5	100	679,32	48,26	601,74	42,75	126,45	8,98
Moyen terme 2035	1820,5	100	875,71	48,10	790,05	43,40	154,79	8,50
Long terme 2055	2648,05	100	1263,85	47,95	1126,47	42,53	257.73	9,73

Les tableaux suivants présentent les bilans « Entrée-Sortie » des réservoirs Chef-lieu à différents horizons :

Tableau III-9: Bilan "Pmax (%)" des réservoirs chef-lieu pour l'horizon 2055.

Heurs	Apport	Adduction		Distribution		Sortie	Surplus	Déficit	P (%)
		Refoulement	Gravitaire	**K=1,9**	K corrigée				
0_1	4,76	2,45	1,33	0,85	0,41	4,19	0,57		16,1
1_2	4,77	2,44	1,33	0,85	0,41	4,18	0,59		16,69
2_3	4,76	2,45	1,34	0,85	0,41	4,2	0,56		17,25
3_4	4,76	2,45	1,33	1	0,48	4,26	0,5		**17,75**
4_5	4,76	2,45	1,33	2,7	1,29	5,07		-0,31	17,44
5_6	4,77	2,44	1,33	4,7	2,25	6,02		-1,25	16,19
6_7	4,76	2,45		5,35	2,56	5,01		-0,25	15,94
7_8	4,76	2,45		5,85	2,8	5,25		-0,49	15,45
8_9	4,76	2,45		4,5	2,16	4,61	0,15		15,6
9_10		2,45		4,2	2,02	4,47		-4,47	11,13
10_11		2,45		5,5	2,64	5,09		-5,09	6,04
11_12		2,45		7,5	3,59	6,04		-6,04	0,00
12_13	4,76			7,9	3,79	3,79	0,97		0,97
13_14	4,76			6,35	3,04	3,04	1,72		2,69
14_15	4,76			5,2	2,49	2,49	2,27		4,96
15_16	4,77			4,8	2,3	2,3	2,47		7,43
16_17	4,76			4	1,92	1,92	2,84		10,27
17_18	4,76			4,5	2,16	2,16	2,6		12,87
18_19	4,76	2,45		6,2	2,97	5,42		-0,66	12,21
19_20	4,76	2,45		5,7	2,73	5,18		-0,42	11,79
20_21	4,77	2,44		5,5	2,64	5,08		-0,31	11,48
21_22	4,76	2,45		3	1,44	3,89	0,87		12,35
22_23	4,76	2,45		2	0,96	3,41	1,35		13,7
23_24	4,76	2,45		1	0,48	2,93	1,83		15,53
Total	100	**44,07**	**7,99**	100	**47,94**	100,00			

Ainsi, les capacités de stockage (théoriques) calculées pour ces réservoirs peuvent être résumées comme suit :

Tableau III-10: Comparaison entre capacité existantes et théoriques des réservoirs Chef-lieu.

Horizons	Besoin total Qmax.j (m^3/j)	P max (%)	Volume maximal Calculé (m^3/j)	Reserve d'incendie (m^3/j)	Volume total Demandé (m^3/j)	Capacité existante (m^3)	Observation
Long terme 2055	2648,05	**17,75**	470,02	120	590,03	700	Suffisante

Réservoirs SR05 (50 et 200m3)

Ces réservoirs assurent les fonctions suivantes :

1- L'apport actuel à partir de la SR04 est effectué pendant 18h (18h--->12h).
2- Le refoulement quotidien vers réservoir Timezrit durant 06h (00h-----> 06).
3- La distribution des villages Igrane-Harrath et Azrou.

Tableau III-11: Fonctionnement des réservoirs de la SR05.

Horizon	Entrée		Sortie			
	Apport de SR04		Distribution Igrane-Harrath et Azrou.		Refoulement vers SR05	
	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	Fraction(%)	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	Fraction (%)	$Q_{max.j}$(m^3/j)	Fraction(%)
Actuel 2025	601,74	100	282,65	46,97	319,09	53,03
Moyen terme 2035	790,05	100	369,07	46,71	420,98	53,29
Long terme 2055	1166,89	100	503,41	43,14	663,48	56,85

Etant donné que le coefficient $\mathbf{k_{maxh}}$ de variation horaire reste constant pour les différents horizons pour le cas de ces réservoirs, le calcul théorique de la capacité peut se présenter par le même tableau :

Tableau III-12: Bilan "Pmax (%)" des réservoirs SR05 pour les divers horizons.

Heurs	Apport	Adduction	Distribution		Sortie	Surplus	Déficit	P (%)
		Refoulement	K=2,5	K corrigée				
0_1	5,56		0,6	0,28	0,28	5,28		32,65
1_2	5,55		0,6	0,28	0,28	5,27		37,92
2_3	5,56		1,2	0,56	0,56	5		42,92
3_4	5,55		2	0,94	0,94	4,61		47,53
4_5	5,56		3,5	1,66	1,66	3,9		51,43
5_6	5,55		3,5	1,66	1,66	3,89		55,32
6_7	5,56	8,8	4,5	2,12	10,92		-5,36	49,96
7_8	5,56	8,9	10,2	4,79	13,69		-8,13	41,83
8_9	5,55	8,8	8,8	4,14	12,94		-7,39	34,44
9_10	5,56	8,9	6,5	3,06	11,96		-6,4	28,04
10_11	5,55	8,8	4,1	1,93	10,73		-5,18	22,86
11_12	5,56	8,8	4,1	1,93	10,73		-5,17	17,69
12_13			3,5	1,64	1,64		-1,64	16,05
13_14			3,5	1,64	1,64		-1,64	14,41
14_15			4,7	2,21	2,21		-2,21	12,2
15_16			6,2	2,9	2,9		-2,9	9,3
16_17			10,4	4,88	4,88		-4,88	4,42
17_18			9,4	4,42	4,42		-4,42	0,00
18_19	5,56		7,3	3,43	3,43	2,13		2,13
19_20	5,55		1,6	0,75	0,75	4,8		6,93
20_21	5,56		1,6	0,75	0,75	4,81		11,74
21_22	5,55		1	0,47	0,47	5,08		16,82
22_23	5,56		0,6	0,28	0,28	5,28		22,1
23_24	5,55		0,6	0,28	0,28	5,27		27,37
Total	100	**53,00**	100	**47,00**	100			

Ainsi, les capacités de stockage (théoriques) calculées sont :

Tableau III-13: Capacités théoriques des réservoirs SR05.

Horizons	Besoin total Qmax.j (m^3/j)	P max (%)	Volume maximal Calculé (m^3/j)	Capacité existante (m^3)	Observation
Actuel 2025	601,74	**55,32**	332,88	250	Insuffisante
Moyen terme 2035	790,05	**55,32**	437,06	250	Insuffisante
Long terme 2055	1166,89	**55,32**	645,52	250	Insuffisante

- *Capacités des réservoirs :*

Des résultats des tableaux obtenus, il ressort ce qui suit :
- Les capacités des réservoirs des agglomérations d'Iftissen et Maâla sont satisfaisantes et peuvent, à long terme assurer une autonomie de plus de 22heures de consommation ;
- Les capacités des réservoirs assurant la distribution du chef-lieu sont suffisantes jusqu'au long terme, mais dans le cas de pannes et d'arrêt de pompage, la zone avale (Etage supérieur) sera pénalisée (pas d'alimentation) et ces réservoirs ne peuvent alimenter le chef-lieu que durant 12heures dans le cas du long terme.
- Les capacités existantes des réservoirs de la SR05 sont suffisantes pour couvrir les besoins en eau des zones desservies pour le court et moyen terme. Pour le long terme un déficit en volume de 100m3 sera nécessaire. Ce déficit en capacité peut être comblé, par l'augmentation du temps de pompage vers le réservoir de Timezrit de 06 vers 18 heures.

- *Résultats de la simulation du réseau actuel à l'horizon défini*

L'analyse des résultats issus de la simulation hydraulique du réseau dans son état actuel, projetée à l'horizon de l'étude, a permis de dégager plusieurs constats importants concernant la distribution des pressions :

- **Dans les villages de Maâla et Iftissen**, les pressions restent **dans les limites normales**, ce qui traduit un fonctionnement relativement stable du réseau dans ces secteurs.
- **Dans les villages d'Azrou et d'Igrane-Harrath**, des **pressions négatives** ont été observées, ce qui indique une incapacité du réseau à alimenter correctement ces zones.
- **Au Chef-lieu**, les pressions sont **irrégulières**, avec des secteurs présentant des **pressions relativement fortes**, tandis que d'autres souffrent de **pressions faibles**, traduisant un déséquilibre dans la répartition de la charge au sein du réseau.

III.3.3 LA CHAINE D'ADDUCTION

Caractéristiques de la chaîne d'adduction

Le réseau d'adduction se résume comme suit :(voir figure IV-1)

Tableau III-14: Caractéristiques des conduites d'adduction.

Tronçon		Type d'adduction	Ø (mm)	Matériaux	Année de réalisation	L (m)
Départ	Arrivé					
Forages 01 et 02	SR01	Refoulement	200	Rénové en Fonte ductile	Rénové 2014	1450
SR01	SR02	Refoulement	200	Rénové en Fonte ductile	Rénové 2014	1150
SR02	SR03	Refoulement	250	Acier noir	1985	700
SR03	SR04	Refoulement	200	Acier noir	1985	850
SR04	SR05	Refoulement	200	Acier noir	1985	1100
SR05	Réservoir Timzrit	Refoulement	150	Acier noir	1985	1350
SR03	Réservoir Iftissen	Par Gravité	150	Acier noir	1985	2300

- *Estimation des débits véhiculés à divers horizons :*

En tenant comptes des besoins maximums estimés (Qmax.j) de chaque zone et de la description du mode d'adduction actuel (régime de pompage), on peut obtenir, aisément, les débits véhiculés dans chaque tronçon de l'adduction pour les divers horizons :

Tableau III-15: Estimation des débits véhiculés dans les tronçons d'adduction à divers horizons.

Tronçon		Temps de pompage /jours	Horizon					
			Actuel 2025		Moyen terme 2035		Long terme 2055	
			Q_{maxj} (m^3/j)	Q_{maxj} (L/s)	Q_{maxj} (m^3/j) Q_{maxj} (m^3/j)	Q_{maxj} (L/s)	Q_{maxj} (m^3/j)	Q_{maxj} (L/s)
SR01	SR02	(24/24)	1728,00	20,00	1728,00	20,00	1728,00	20,00
SR02	SR03	(21/24)	1407,51	**18,62**	1820,55	**24,08**	2648,05	**35,03**
SR03	SR04	(18/24)	601,74	**9,29**	790,05	**12,19**	1166,89	**18,01**
SR04	SR05	(18/24)	601,74	**9,29**	790,05	**12,19**	1166,89	**18,01**
SR05	R Timzrit	(6/24)	319,09	**14,77**	420,98	**19,49**	625,10	**28,94**

➢ *Calculs Hydrauliques de la chaîne d'adduction à différents horizons :*

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calculs des caractéristiques des tronçons de la chaîne d'adduction pour les différents horizons :

Tableau III-16: Calculs hydrauliques des tronçons d'adduction à divers horizons.

Horizon	Tronçon		Durée de pompage / jours	Matière	*L (m)*	Ø (mm)	*Q (l/s)*	*V (m/s)*	*Pdc total*	*Hg*	*Hmt*
Actuel 2025	SR01	SR02	(24/24)	Fonte	1044,4	200	20,00	0,64	3,22	102,09	105,31
	SR02	SR03	(21/24)	Acier	612,61	250	18,62	0,38	0,62	83,87	84,49
	SR03	SR04	(18/24)	Acier	1066,64	150	9,29	0,53	2,06	127,65	129,71
	SR04	SR05	(18/24)	Acier	1148,69	150	9,29	0,53	2,21	97,63	99,84
	SR05	R-TMZ	(6/24)	Acier	1477,27	150	14,77	0,84	7,21	206,04	213,25
Moyen terme 2035	SR02	SR03	(21/24)	Acier	612,61	250	24,08	0,49	1,03	83,87	84,90
	SR03	SR04	(18/24)	Acier	1066,64	150	12,19	0,69	3,54	127,65	131,19
	SR04	SR05	(18/24)	Acier	1148,69	150	12,19	0,69	3,82	97,63	101,45
	SR05	R-TMZ	(6/24)	Acier	1477,27	150	19,49	1,10	12,54	206,04	218,58
Long terme 2055	SR02	SR03	(21/24)	Acier	612,61	250	35,03	0,71	2,18	83,87	86,05
	SR03	SR04	(18/24)	Acier	1066,64	150	18,01	1,02	7,73	127,65	135,38
	SR04	SR05	(18/24)	Acier	1148,69	150	18,01	1,02	8,32	97,63	105,95
	SR05	R-TMZ	(6/24)	Acier	1477,27	150	28,94	1,64	27,65	206,04	233,69

Les résultats de calculs hydrauliques montrent que :

- Les vitesses d'écoulement varient de 0,38 à 1,64 m/s. Ces vitesses idéales pour la chaîne de refoulement montrent que les dimensions actuelles des conduites peuvent véhiculer les débits futurs ;
- Les Hmt sont relativement faibles vus les hauteurs géométriques existantes, à l'exception du tronçon SR05-R Timezrit où la hauteur géométrique est de l'ordre de 206,04m.

➢ *Description des pompes existantes*

D'après les informations obtenues des agents services de gestions des stations de pompages les caractéristiques des pompes se résument comme suite :

Tableau III-17: Caractéristiques des pompes utilisées dans les Stations de reprise actuelle.

Station de refoulement	Type de pompe	Marque	Temps de pompage (Heurs/jour)	Débit (l/s)	Hmt (m)
Forage N°01	Pompe immergée	Non connue	12/24	20 à 23	120
Forage N°02	Pompe immergée	Non connue	12/24	20 à 23	120
SR01--(Maâla)	* Pompe immergée * deux Pompes centrifuge à axe horizontal	Rovati	24/24	6 à 21	170 188
SR02--(Maâla)	* Pompe immergée * deux Pompes centrifuge à axe horizontal	Rovati	21/24	6 à 21	170 188
SR03--(Chef-lieu)	* deux Pompes centrifuge à axe horizontal	Rovati	18/24	6 à 21	170
SR04--(Azrou)	* deux Pompes centrifuge à axe horizontal	Rovati	18/24	6 à 21	125
SR05--(Iguer Harrath)	* deux Pompes centrifuge à axe horizontal	Rovati	6/24	6 à 21	220/250

D'après les résultats obtenus dans les calculs hydrauliques des adductions on peut dégager les caractéristiques des pompes adéquates pour cette chaîne de refoulement :

Tableau III-18: Caractéristiques des pompes désirées dans les Stations de reprise à divers horizons.

Stations	Temps de pompage /jours	*Hg (m)*	Actuel 2025		Moyen terme 2035		Long terme2055	
			Q (l/s)	*Hmt (m)*	Q (l/s)	*Hmt (m)*	Q (l/s)	*Hmt (m)*
SR01	(24/24)	102,09	20	105,31	20	105,31	20	105,31
SR02	(21/24)	83,87	18,62	84,49	24,08	84,90	35,03	86,05
SR03	(18/24)	127,65	9,29	129,71	12,19	131,19	18,01	135,38
SR04	(18/24)	97,63	9,29	99,84	12,19	101,45	18,01	105,95
SR05	(6/24)	206,04	14,77	213,25	19,49	218,58	28,94	233,69

En comparant les résultats des deux tableaux précédents (caractéristiques des pompes actuelles utilisées et celles désirées pour le futur) nous déduisons que :

- Les pompes mobilisées dans la SR01 peuvent répondre, sans difficultés, aux exigences futures concernant les débits à refoulée et les hauteurs manométriques (pas de variations de débits).
- Les pompes utilisées dans la SR02 ne peuvent pas répondre à la demande future croissante (**Q=35.03 L/s),** ce qui nécessite l'installation d'une autre pompe de mêmes caractéristiques que les pompes existantes.

- Les pompes mobilisées dans les stations SR03 et SR04 peuvent répondre largement aux exigences futures concernant les débits a refoulés et les hauteurs manométriques exigées.
- Les pompes utilisées pour le refoulement à partir de la SR05 vers les réservoirs de Timezrit ne pourront pas répondre aux exigences futures (Hauteur et débits) pour cela on recommande soit :
  - De prolonger la durée de pompage ;
  - De projeter une nouvelle station de reprise intermédiaire.

➢ *Protection de la chaîne contre les coups de bélier :*

Rappelle théorique sur la protection contre les coups de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite, lorsqu'on provoque une variation importante souvent rapide du débit (Q) à l'extrémité aval de celle-ci

C'est-à-dire que chaque tranche d'eau subie des variations brusque de pression et vitesse à des instants différents.

L'étude du phénomène du coup de bélier consiste à calculer les surpressions et les dépressions et vérifie que les valeurs trouvées ne dépassent pas la valeur de la pression que peut supporter la conduite. Pour le cas de notre étude (conduites en Acier), la pression que peuvent supporter les conduites utilisées peut aller jusqu'à **25** bars.

Calcul de la vitesse de l'onde de pression

Calcul de la vitesse de l'onde de pression est basé sur la formule d'ALLIEVI, elle est donnée ci-dessous, sous la formule suivante :

$$a = 9900/\sqrt{(48{,}3(K'*D/e))}$$

Avec :

a : vitesse de l'onde de pression en m/s ;

D : diamètre de la conduite en m ;

e : épaisseur de la conduite en m ;

K' : coefficient qui caractérise la conduite pour l'Acier ***(K = 0.5)*** et ***(K = 1.00)*** pour la fonte ductile.

Valeur numérique du coup de bélier

- Cas de fermeture brusque : ($T < 2L/a$)

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T : telque $T < 2L/a$

Dans ce cas le coup de bélier (B) aura pour valeur maximal :

$$B = aV/g$$

V : vitesse de l'eau dans la conduite m/s

a : vitesse de l'onde de pression en m

- La valeur maximale de la surpression dans la conduite est $Hs = H_0 + B$
- La valeur maximale de la dépression dans la conduite est $Hd = H_0 - B$

B : valeur du coup de bélier en m

Hg : hauteur géométrique en m
H_0 : hauteur absolue en m ; (H0=Hg+10)

- Cas de fermeture lente **(T>2L/a)**

La fermeture lente est caractérisée par un temps (T>2L/a) et la valeur du coup de bélier devient moins importante

$$B=2VL/Tg$$

Dans notre cas on s'intéresse à la vérification du 1er cas de fermeture brusque.

Calcul des valeurs des coups de bélier à différents horizons :
Les calculs numériques du coup de béliers de la chaîne de refoulement sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-19: Valeurs numériques du coup de Bélier des tronçons de refoulement à différents horizons.

Horizon	Tronçon		Φ (mm)	e (mm)	K	Q (l/s)	V (m/s)	Hg (m)	H_0 (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)
Actuel 2025	SR01	SR02	200	6,4	1	20,00	0,64	102,09	112,09	1109,98	72,07	184,16	40,02
	SR02	SR03	250	3,5	0,5	18,62	0,38	83,87	93,87	1080,09	41,78	135,65	52,09
	SR03	SR04	150	3,5	0,5	9,29	0,53	127,65	137,65	1185,58	63,54	201,19	74,11
	SR04	SR05	150	3,5	0,5	9,29	0,53	97,63	107,63	1185,58	63,54	171,17	44,09
	SR05	RTMZ	150	3,5	0,5	14,77	0,84	206,04	216,04	1185,58	101,08	317,12	114,96
Moyen terme 2035	SR02	SR03	250	3,5	0,5	24,08	0,49	83,87	93,87	1080,09	54,04	147,91	39,83
	SR03	SR04	150	3,5	0,5	12,19	0,69	127,65	137,65	1185,58	83,42	221,07	54,23
	SR04	SR05	150	3,5	0,5	12,19	0,69	97,63	107,63	1185,58	83,42	191,05	24,21
	SR05	RTMZ	150	3,5	0,5	19,49	1,10	206,04	216,04	1185,58	133,36	349,40	82,68
Long terme 2055	SR02	SR03	250	3,5	0,5	35,03	0,71	83,87	93,87	1080,09	78,60	172,47	15,27
	SR03	SR04	150	3,5	0,5	18,01	1,02	127,65	137,65	1185,58	123,21	260,86	14,44
	SR04	SR05	150	3,5	0,5	18,01	1,02	97,63	107,63	1185,58	123,21	230,84	-15,58
	SR05	RTMZ	150	3,5	0,5	28,94	1,64	206,04	216,04	1185,58	198,02	414,06	18,02

Conclusion :

Les résultats de calculs numériques du coup de béliers de la chaîne de refoulement, avec les dimensions actuelles, montrent :
- Pour le court et moyen terme, la chaîne de refoulement fonctionne sans risque de problème des coups de béliers ;
- A long terme, le tronçon SR03-SR04 pourra avoir des problèmes de dépressions et le tronçon SR05- R. Timezrit aura un problème de surpression, ce qui nécessite l'installation de dispositifs anti-béliers.

III.4 RESULTATS DU DIAGNOSTIC ET RECOMMANDATIONS :

En se basant sur les constatations du diagnostic physique effectué au niveau du système d'Alimentation en Eau potable d'une part, et des résultats du dimensionnement hydraulique des ouvrages et canalisations, d'autre part, on peut dégager les anomalies et désordres suivants :

III.4.1 Sources d'approvisionnement

Vu l'importance des forages existant et leurs états, on recommande :

- L'aménagement des clôtures des deux forages ;
- La conception d'un système de drainage des eaux pour éviter les glissements ;
- L'application des enduits pour l'obturation des fissures des chambres électromécanique ;
- L'installation de l'éclairage sur les lieux.

III.4.2 Les réservoirs

Recommandation générale :

Les recommandations concernant les réservoirs de stockage sont :

- Application des enduits pour l'obturation des fissures.
- Changement des échelles existants par des autres en acier galvanisé.
- Application d'une peinture anticorrosive pour l'ensemble de la tuyauterie.
- Réfection des gros enduits du réservoir d'Igrane Harath
- Installation d'un système de javellisation fiable avec flotteur de commande
- Réparer les fuites.
- Effectuer les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs.
- Utilisation de pax en aluminium sur les réservoirs comme un isolateur thermique pour les eaux de stockage.
- Installation des flotteurs d'indication des niveaux d'eau dans les réservoirs pour la bonne gestion d'alimentation et de distribution.

Projection de nouveaux réservoirs :

Le calcul théorique des capacités de stockage pour le long terme a fait ressortir un déficit en capacité au niveau de l'étage 4 (SR05), et pour une gestion efficace de la distribution (autonomie en cas de pannes), il est intéressant de réaliser deux nouveaux réservoirs :

- L'un pour prendre en charge l'extrémité Est de chef-lieu (zone éloignée du réservoir existant)
- L'autre pour prendre en charge la zone d'extension qui se trouve sur la partie haute de la zone d'étude.

III.4.3 Les Adductions

Etant donné la rénovation récente des tronçons d'adduction des forages jusqu'à la station de reprise SR02 (Φ200 fonte ductile) et l'état de dégradation avancée des autres tronçons, on recommande :

- Effectuer le remplacement immédiat des tous les tronçons à partir de la SR02 telle que : (SR02--- SR03), (SR03--- SR04), (SR04--- SR05) et (SR05--- R Timezrit) par des conduites en fonte ductile ou en PEHD.
- Utiliser un système de ligne pilote automatisé des adductions pour maîtriser le remplissage des réservoirs de stockage et optimiser l'énergie utilisées par les pompes.

III.4.4 Stations de pompage

Les calculs effectués des adductions pour les différents horizons a montré que :

- Les caractéristiques des pompes existantes (débits et Hauteurs manométriques) semblent suffisantes pour les pompes des cas suivant :
  - Les forages
  - Les stations de reprise SR01, SR03 et SR04
- Les pompes existantes au niveau de la SR02 ne pourront pas refouler les débits futurs des zones avales, c'est pourquoi il est recommandé d'installer un nouvel équipement à moyen terme.
- Au niveau de la SR 05, et vu le temps restreint pour le refoulement des eaux opéré, des problèmes peuvent surgir à moyen terme. C'est pourquoi on recommande de prolonger la durée de pompage et d'augmenter ainsi le rendement des pompes.

Pour une bonne gestion de la chaîne d'adduction par refoulement, le recours aux pompes de secours et les entretiens réguliers des équipements électromécaniques sont des tâches des plus importantes pour le prolongement de leurs durées de vies

III.4.5 Les réseaux de distributions

L'état de dégradation alarmant des réseaux de distributions de la commune de Sidi-Ayad et l'inexistence de plans de recollement (interventions sans suivis) sont des arguments valables pour procéder à la conception et la réalisation de nouveaux réseaux de distributions pour l'ensemble des localités.

III.5 Conclusion:

L'analyse détaillée du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de **Sidi Ayad** a mis en évidence de nombreuses insuffisances affectant aussi bien les ouvrages de captage, les installations de stockage que les conduites d'adduction et de distribution. Le diagnostic a révélé un réseau vieillissant, marqué par un taux élevé de fuites, un mauvais dimensionnement des conduites, des pertes de charge importantes ainsi qu'une répartition inégale des débits entre les différentes zones desservies. Ces dysfonctionnements se traduisent par une desserte irrégulière, une pression insuffisante à certains points du réseau et une incapacité à satisfaire les besoins croissants de la population, en particulier durant la période estivale où la demande en eau atteint son maximum. Cette situation confirme la nécessité urgente d'une réhabilitation et d'une modernisation globale du système afin d'améliorer son efficacité hydraulique, de réduire les pertes, d'assurer une distribution équitable et de garantir la pérennité du service pour les horizons futurs.

Chapitre IV: Etude de l'adduction.

IV.1 Introduction :

Le transfert d'eau dans tout réseau d'alimentation en eau potable repose sur un système d'adduction, qui peut être gravitaire, par refoulement ou mixte. L'adduction désigne l'ensemble des installations reliant la source d'eau au réservoir de stockage. L'objectif de ce chapitre est d'analyser le transfert d'eau depuis les forages d'EL Flay en combinaison avec la conduite du barrage de Tichi-Haf vers les réservoirs alimentant les différents villages, afin de satisfaire les besoins en eau potable. Cette analyse permettra d'identifier la variante d'adduction la plus optimale, en tenant compte des aspects techniques et économiques.

IV.1.1 Types d'adduction :

On distingue trois grands types d'adduction selon la configuration du terrain et les besoins du réseau :

Adduction gravitaire : Dans ce cas, la source d'eau se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir. L'eau s'écoule naturellement, soit en charge (sous pression), soit à surface libre, grâce à une pente régulière.

Adduction par refoulement :
Ce système est utilisé lorsque la source se trouve en contrebas du point de livraison. L'eau est alors pompée sous pression vers un réservoir situé à une altitude plus élevée.

Adduction mixte :
Elle combine les deux principes précédents. L'eau est dans un premier temps refoulé jusqu'à un réservoir intermédiaire, d'où elle s'écoule ensuite de manière gravitaire, ou l'inverse.

IV.1.2 Choix du tracé :

Le tracé des conduites est déterminé selon plusieurs critères essentiels :

- Privilégier un tracé direct avec de longs alignements pour minimiser les pertes de charge ;
- Réduire au maximum la longueur de la conduite afin d'optimiser les coûts de construction et d'exploitation ;
- Éviter les contre-pentes, qui peuvent provoquer des accumulations d'air difficiles à évacuer et risquer la cavitation lors des arrêts de pompage ;
- Utiliser des courbes larges pour limiter les efforts de butée ;
- Contourner les obstacles naturels et artificiels (routes, rivières, terrains privés, etc.) ;
- Éviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement.

IV.1.3 Choix des matériaux de canalisation :

Pour notre projet, le matériau retenu pour les conduites est le **PEHD (polyéthylène haute densité)**. Ce choix a été motivé par les nombreux avantages que présente ce matériau dans les systèmes d'adduction d'eau potable.

Le PEHD est particulièrement adapté aux réseaux de petites et moyennes dimensions grâce à :

- Sa **légèreté** et sa **flexibilité**, qui facilitent le transport et la pose, même sur des terrains accidentés.
- Sa **résistance à la corrosion**, aux agressions chimiques et à la croissance microbiologique, garantissant une bonne durabilité.
- Son **système de soudure étanche** (par électrofusion ou bout à bout), réduisant considérablement les risques de fuites.
- Sa **bonne tenue mécanique** et son **comportement élastique**, utiles pour amortir les coups de bélier lors des variations de pression.
- Son **coût compétitif** par rapport à d'autres matériaux, tout en assurant une excellente qualité hydraulique.

Ces caractéristiques font du PEHD un matériau fiable et économique, bien adapté aux exigences techniques et environnementales du projet.

IV.2 Variantes de tracé d'adduction :

Le tracé de l'adduction a été établi en tenant compte des contraintes topographiques, techniques et économiques, tout en considérant que les coordonnées et les altitudes des stations étaient fixes. L'objectif principal était de garantir un écoulement fiable et durable de l'eau, tout en minimisant les pertes de charge et les coûts d'exécution. Plusieurs variantes ont été étudiées et comparées, puis représentées sous forme de schémas ci-après. À l'issue de cette analyse, **la variante n°3** a été retenue, car elle offre le meilleur compromis entre la longueur de conduite, la régularité du profil altimétrique et la faisabilité technique sur le terrain.

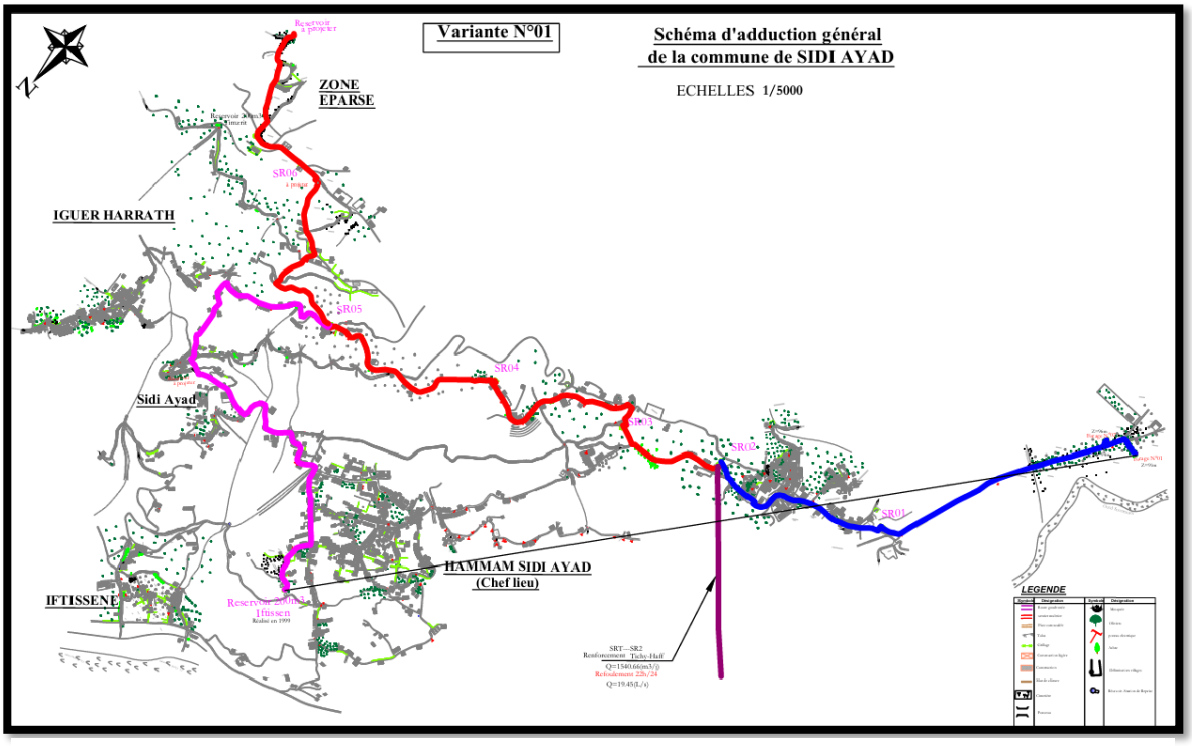


Figure IV-1 : Variante N°01 du schéma d'adduction.

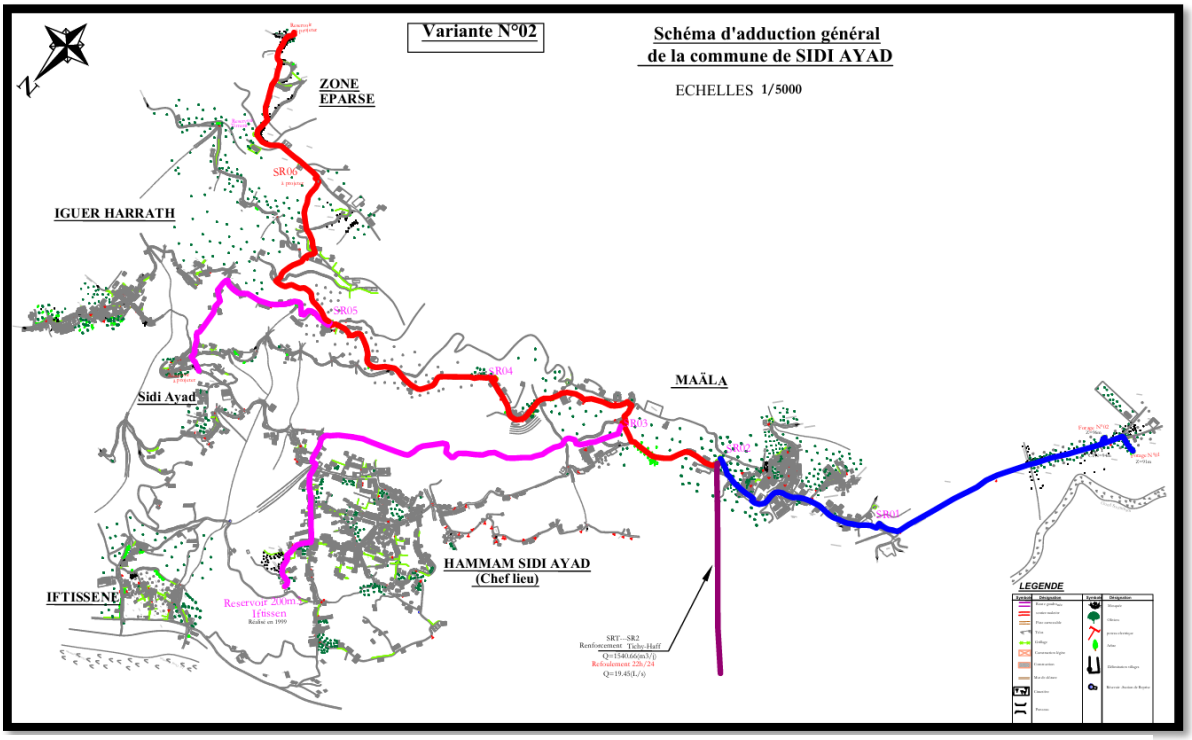


Figure IV-2: Variante N°02 du schéma d'adduction.

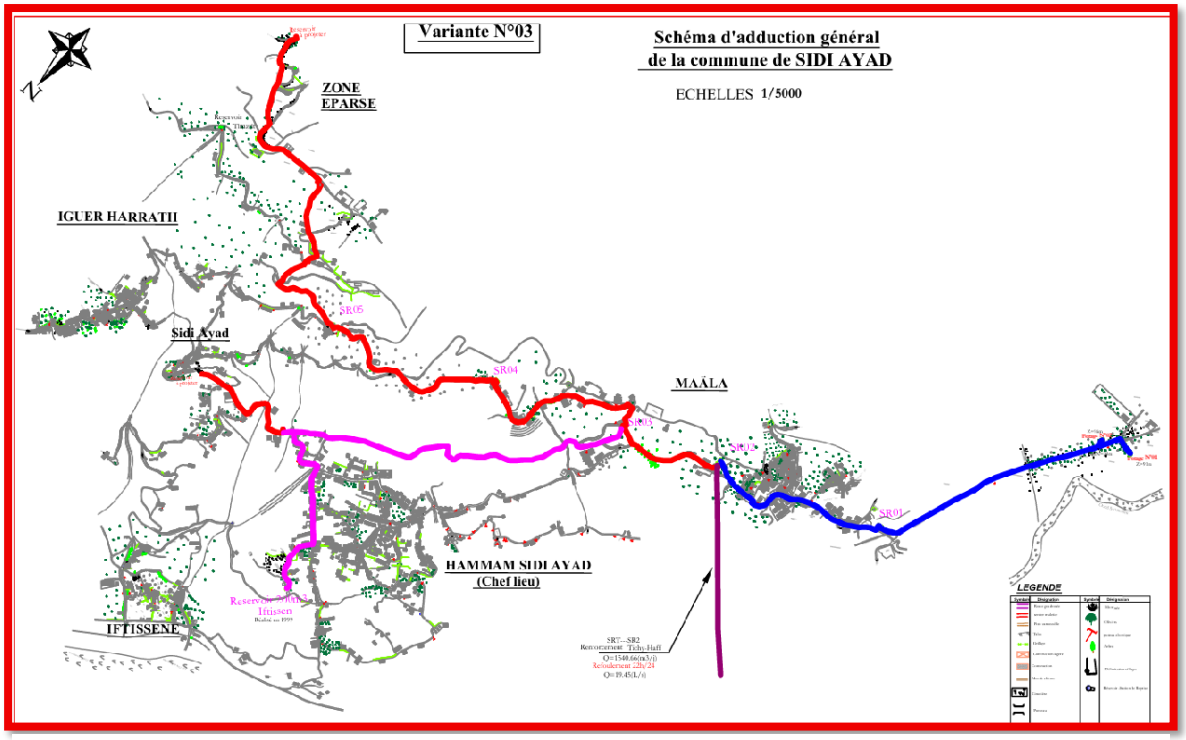


Figure IV-3: Variante N°03 du schéma d'adduction.

IV.3 Calculs Hydrauliques des Réseaux :

IV.3.1 Hauteurs Hydrauliques Spécifiques

L'analyse hydraulique d'un réseau d'adduction ou de distribution d'eau repose sur l'évaluation de plusieurs hauteurs spécifiques indispensables au dimensionnement des installations :

- **Hauteur géométrique**
- **Pertes de charge** (linéaires et singulières)
- **Hauteur manométrique totale**
- **Pression de service**

IV.3.2 Hauteur Géométrique (Hg)

La **hauteur géométrique** est la différence d'altitude entre le niveau d'eau à l'amont (départ) et à l'aval (arrivée). Elle prend en compte les consignes d'exploitation et les marges de sécurité.
Formule :

$$\boldsymbol{Hg = (CTr + 0,5) - (Cr + 0,2)}$$

Avec :

- *CTr* : Cote du trop-plein du réservoir d'arrivée (en m NGA)
- **0,5 m** : Lame d'air de sécurité au-dessus du trop-plein
- *Cr* : Cote du radier du réservoir de départ ou de la station de reprise
- **0,2 m** : Marge de sécurité pour les électropompes

IV.3.3 Pertes de Charge

Les pertes de charge représentent la perte d'énergie hydraulique due au frottement ou à des singularités dans le réseau. Elles se divisent en

- *Pertes Linéaires (JL)*

Provoquées par les frottements de l'eau contre les parois internes des conduites. Calculées avec la formule de Darcy-Weisbach :

$$\boldsymbol{JL = \frac{\lambda . L \cdot V^2}{2 . D . g}}$$

Où :

- V : Vitesse moyenne de l'eau (m/s)
- L : Longueur de la conduite (m)
- D : Diamètre intérieur de la conduite (m)
- g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)
- λ : Coefficient de perte de charge (fonction de Reynolds et de la rugosité relative)

- *Pertes Singulières (JS)*

Causées par les éléments ponctuels du réseau (vannes, coudes, rétrécissements, etc.). À défaut de données précises, elles sont estimées comme suit :

$$\boldsymbol{JS = (0,10 \text{ à } 0,15) \times JL}$$

- *Pertes Totales (Jt)*

Somme des pertes linéaires et singulières :

$$Jt = JL + JS$$

IV.3.4 Hauteur Manométrique Totale (HMT)

La **hauteur manométrique totale** est la charge totale à fournir par le système de pompage. Elle intègre :

$$HMT = Hg + Jt$$

Cette grandeur est primordiale pour **le choix et le dimensionnement des pompes**.

IV.3.5 Pression de Service d'un Nœud (Ps)

La **pression de service** en un point (généralement un nœud de consommation) est la différence entre la **cote piézométrique** et la **cote du terrain naturel (CTN)** :

$$Ps = CP - CTN$$

Avec :

- CPC : Cote piézométrique au nœud
- CTN : Cote du terrain naturel à ce point

IV.4 LA CHAÎNE D'ADDUCTION :

Le schéma du système existant reste tel qu'il est. L'amélioration à apporter réside dans le changement des conduites des tronçons à l'aval de la station SR02 jusqu'au réservoir de Timezrit, ainsi que la projection de :

- **Refoulement du réservoir de Timezrit vers le réservoir projeté de la zone éparse**
- **Adduction par gravité de la station SR05 vers le réservoir projeté de l'Est du chef-lieu**
- **Adduction par gravité de la station SR03 vers le réservoir existant d'Iftissen**

IV.4.1 Étude Technico-Économique des Adductions par Refoulement

Rappel Théorique :

L'objectif principal du dimensionnement est de déterminer le **diamètre idéal**, parmi une gamme de diamètres capables de véhiculer un débit donné, celui pour lequel **le coût d'exploitation est le plus économique** (construction, pose, transport).

Il existe une **relation économique** entre les conduites de refoulement et les stations de pompage :

- Plus le diamètre de la conduite est **réduit** pour un même débit à relever, plus la **perte de charge augmente**, ce qui accroît l'énergie dépensée.
- Le **diamètre économique** est la résultante de plusieurs tendances :
  - Les **frais d'amortissement** de la conduite augmentent avec le diamètre.

- Les **frais d'exploitation** de la station de pompage sont **inversement proportionnels** au diamètre (car les pertes de charge diminuent).

➢ *Détermination du Diamètre Économique*

Le **diamètre économique** des conduites de refoulement est déterminé par un calcul technico-économique selon les étapes suivantes :

Choix de la gamme des diamètres :

Le choix du diamètre optimal est basé sur les conditions d'écoulement, avec une **vitesse moyenne comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.**

Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite est déterminée par la loi de **DARCY**

$$\boldsymbol{V = \frac{4Q}{\pi d^2}}$$

Où :

V : Vitesse d'écoulement (m/s)
Q : Débit véhiculé (m^3/s)
d : Diamètre de la conduite (m)

Évaluation des frais d'amortissement et d'exploitation

> Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement (F_a) correspondent au **prix de revient total** de la conduite (P), multiplié par le **coefficient d'annuité d'amortissement (A)** :

$$\boldsymbol{Fa = P \times A}$$

L'annuité est calculée d'après la formule suivante :

$$\boldsymbol{\frac{i}{(i+1)^n - 1} + i}$$

Les paramètres utilisés pour le calcul de l'annuité d'amortissement sont les suivants :

i : taux d'annuité adopté en Algérie = 8 % ;
n : nombre d'années d'amortissement = 30 ans ;
P : prix de revient total de la conduite (en DA) ;
A : annuité d'amortissement, calculée selon la formule **:**

$$\boldsymbol{A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30}-1} + 0.08}$$

$$\boldsymbol{A = 0.089}$$

Ainsi : $\boldsymbol{Fa = P \times 0{,}089}$

Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation correspondent au **refoulement de l'eau** depuis la station de pompage jusqu'au réservoir de tête.
Ils dépendent principalement de la **hauteur manométrique totale** (Hmt) et sont exprimés comme suit :

$$\mathbf{Fep = E \times e}$$

avec:

e : tarif de l'énergie électrique (SONELGAZ, 2025) = **4,47 DA/kWh** ;
E : énergie annuelle consommée par la pompe (en kWh), donnée par :

$$\boldsymbol{E = 365 \times P \times t}$$

Où :

P : puissance absorbée par la pompe (kW) ;
t : nombre d'heures de pompage par jour.

L'énergie totale consommée par la pompe dépend de plusieurs paramètres techniques :

1. La **hauteur géométrique *Hg*** ;
2. Les **pertes de charge *j***.

Calcul de la Puissance Absorbée

La puissance absorbée est définie comme le travail fourni par la pompe pour élever un débit Q à une hauteur manométrique totale Hmt.
Elle est donnée par la formule suivante (BONNIN J., 1982) :

$$\boldsymbol{P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot Hmt}{3,6 \cdot \eta}}$$

Avec :

P : puissance absorbée (kW) ;
ρ : masse volumique de l'eau (kg/m³) ;
g : accélération gravitationnelle (9,81 m/s²) ;
Q : débit refoulé (m³/s) ;
Hmt : hauteur manométrique totale (m) ;
η : rendement de la pompe (compris entre 0,6 et 0,8).

Bilan des Frais

Le **bilan des frais** est calculé pour chaque diamètre possible, en sommant les **frais d'amortissement** et les **frais d'exploitation** :

$$\boldsymbol{Ft = Fa + Fep}$$

Où :

Ft : frais totaux (DA) ;
Fa : frais d'amortissement (DA) ;
Fep : frais d'exploitation (DA).

Le **diamètre optimal** est celui pour lequel le coût total Ft est **le plus faible**.

On a obtenu les résultats suivants :

SR02-SR03 :

Tableau IV-1: Calcul des frais d'investissement du tronçon SR02-SR03.

DN	e	Dint	Prix unitaire	A	Longueur (m)	F DA (Amortissement)	Finv DA
63	5.8	51.4	309	0.089	615	16913.12	206948.12
75	6.8	61.4	410	0.089	615	22441.35	274591.35
90	8.2	73.6	592	0.089	615	32403.12	396483.12
110	10	90	895	0.089	615	48987.83	599412.83
125	11.4	102.2	1170	0.089	615	64039.95	783589.95
160	14.6	130.8	1920	0.089	615	105091.20	1285891.20
200	18.2	163.6	3000	0.089	615	164205.00	2009205.00
250	22.7	204.6	4450	0.089	615	243570.75	2980320.75
315	28.6	257.8	7300	0.089	615	399565.50	4889065.50
400	36.3	327.4	11650	0.089	615	637662.75	7802412.75

Tableau IV-2: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR02-SR03.

DN (mm)	H (m)	Pabs (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)
63	3443.52	4995.5102	43760669.79	228430696.3
75	1417.3039	2056.0811	18011270.28	94018830.87
90	604.38997	876.78779	7680660.997	40093050.41
110	267.66145	388.29613	3401474.089	17755694.75
125	179.39033	260.24133	2279714.049	11900107.33
160	111.19633	161.31239	1413096.497	7376363.717
200	93.166019	135.15583	1183965.055	6180297.587
250	87.516237	126.9597	1112166.951	5805511.483
315	85.711845	124.34207	1089236.516	5685814.612
400	85.157117	123.53732	1082186.96	5649015.933

- Diamètre adopté : **[315 mm]** selon les résultats de l'étude technico-économique.

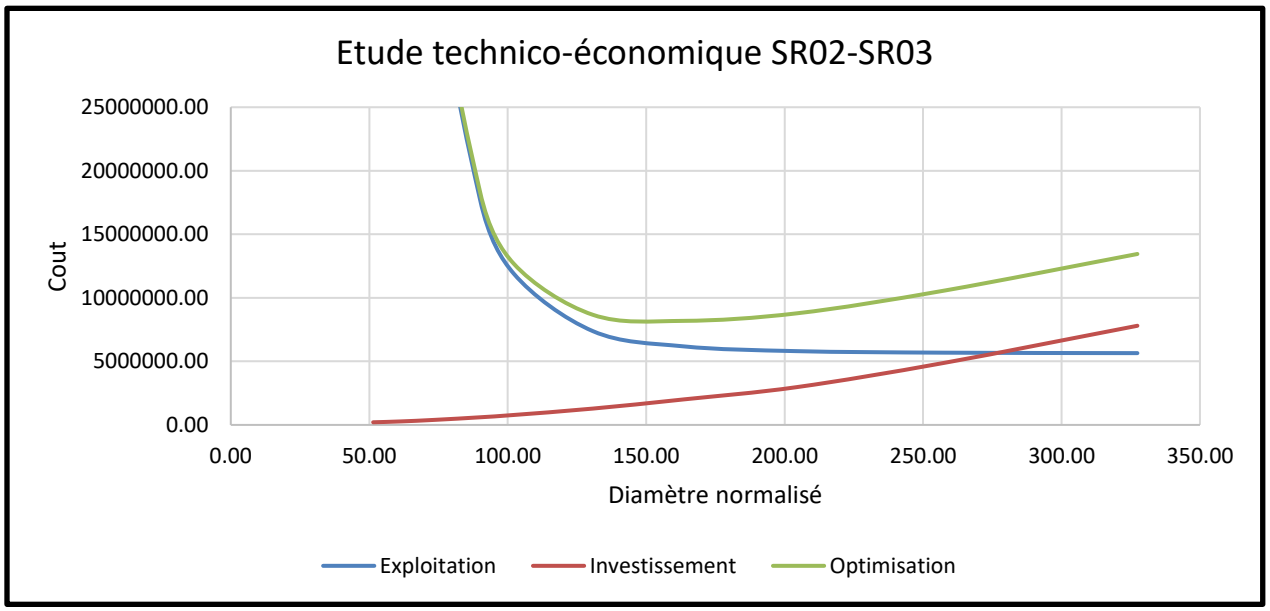


Figure IV-4: Etude technico-économique du tronçon SR02-SR03.

SR03-SR04 :

Tableau IV-3 : Calcul des frais d'investissement du tronçon SR03-SR04.

DN	e	Dint	Prix unitaire	A	Longueur (m)	F DA (Amortissement)	Finv DA
63	5.8	51.4	309	0.089	1060	29151.06	356691.06
75	6.8	61.4	410	0.089	1060	38679.40	473279.40
90	8.2	73.6	592	0.089	1060	55849.28	683369.28
110	10	90	895	0.089	1060	84434.30	1033134.30
125	11.4	102.2	1170	0.089	1060	110377.80	1350577.80
160	14.6	130.8	1920	0.089	1060	181132.80	2216332.80
200	18.2	163.6	3000	0.089	1060	283020.00	3463020.00
250	22.7	204.6	4450	0.089	1060	419813.00	5136813.00
315	28.6	257.8	7300	0.089	1060	688682.00	8426682.00
400	36.3	327.4	11650	0.089	1060	1099061.00	13448061.00

Tableau IV-4: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR03-SR04.

DN (mm)	H (m)	Pabs (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)
63	1879.4804	1518.0952	13298514.13	69418243.75
75	796.83953	643.62377	5638144.207	29431112.76
90	362.48609	292.78751	2564818.61	13388353.14
110	182.56645	147.46269	1291773.207	6743056.141
125	135.40172	109.36677	958052.9248	5001036.267
160	98.964539	79.935705	700236.7757	3655235.969
200	89.330642	72.154207	632070.8517	3299409.846
250	86.31187	69.715882	610711.1288	3187912.092
315	85.347753	68.937145	603889.3925	3152302.629
400	85.051352	68.697736	601792.1706	3141355.131

- Diamètre adopté : **[160 mm]** selon les résultats de l'étude technico-économique.

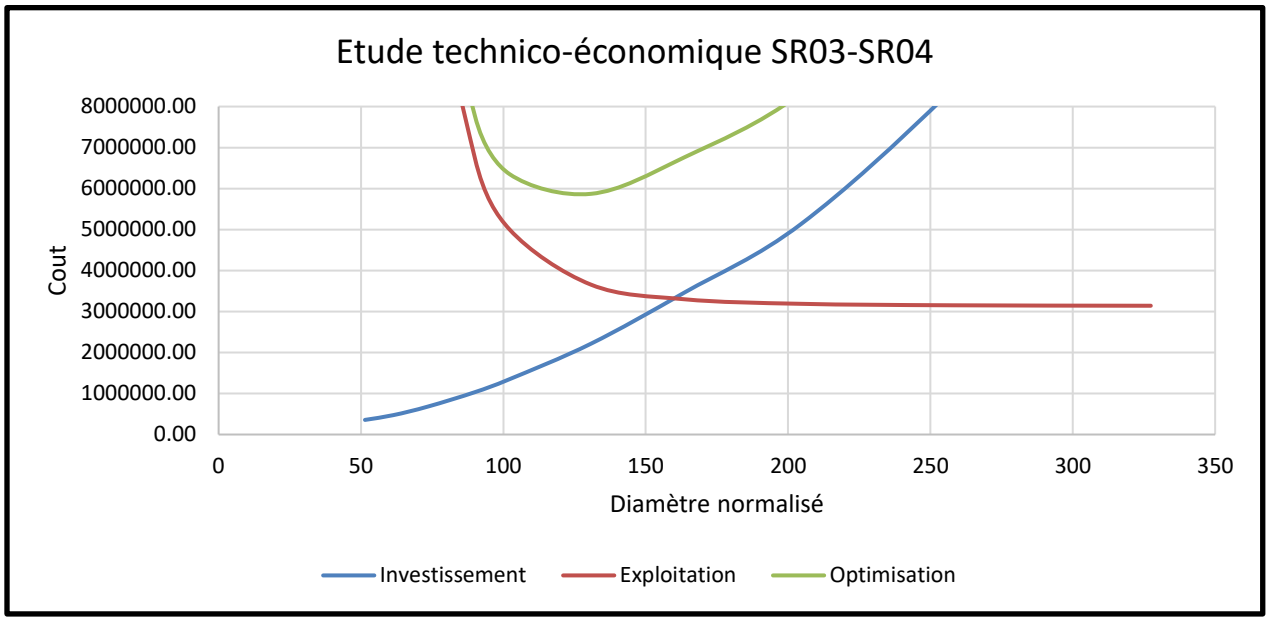


Figure IV-5: Etude technico-économique du tronçon SR03-SR04.

SR04-SR05 :

Tableau IV-5: Calcul des frais d'investissement du tronçon SR04-SR05.

DN	e	Dint	Prix unitaire	A	Longueur (m)	F DA (Amortissement)	Finv DA
63	5.8	51.4	309	0.089	1110	30526.11	373516.11
75	6.8	61.4	410	0.089	1110	40503.90	495603.90
90	8.2	73.6	592	0.089	1110	58483.68	715603.68
110	10	90	895	0.089	1110	88417.05	1081867.05
125	11.4	102.2	1170	0.089	1110	115584.30	1414284.30
160	14.6	130.8	1920	0.089	1110	189676.80	2320876.80
200	18.2	163.6	3000	0.089	1110	296370.00	3626370.00
250	22.7	204.6	4450	0.089	1110	439615.50	5379115.50
315	28.6	257.8	7300	0.089	1110	721167.00	8824167.00
400	36.3	327.4	11650	0.089	1110	1150903.50	14082403.50

Tableau IV-6: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR04-SR05.

DN (mm)	H (m)	Pabs (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)
63.00	1734.97	1313.15	11503227.64	60046848.27
75.00	739.51	559.72	4903119.75	25594285.11
90.00	340.14	257.44	2255169.23	11771983.40
110.00	174.70	132.23	1158324.42	6046453.49
125.00	131.34	99.41	870793.94	4545544.36
160.00	97.83	74.05	648661.79	3386014.57
200.00	88.98	67.34	589930.63	3079437.89
250.00	86.20	65.24	571527.28	2983372.40
315.00	85.31	64.57	565649.73	2952691.59
400.00	85.04	64.37	563842.78	2943259.32

- Diamètre adopté : **[160 mm]** selon les résultats de l'étude technico-économique.

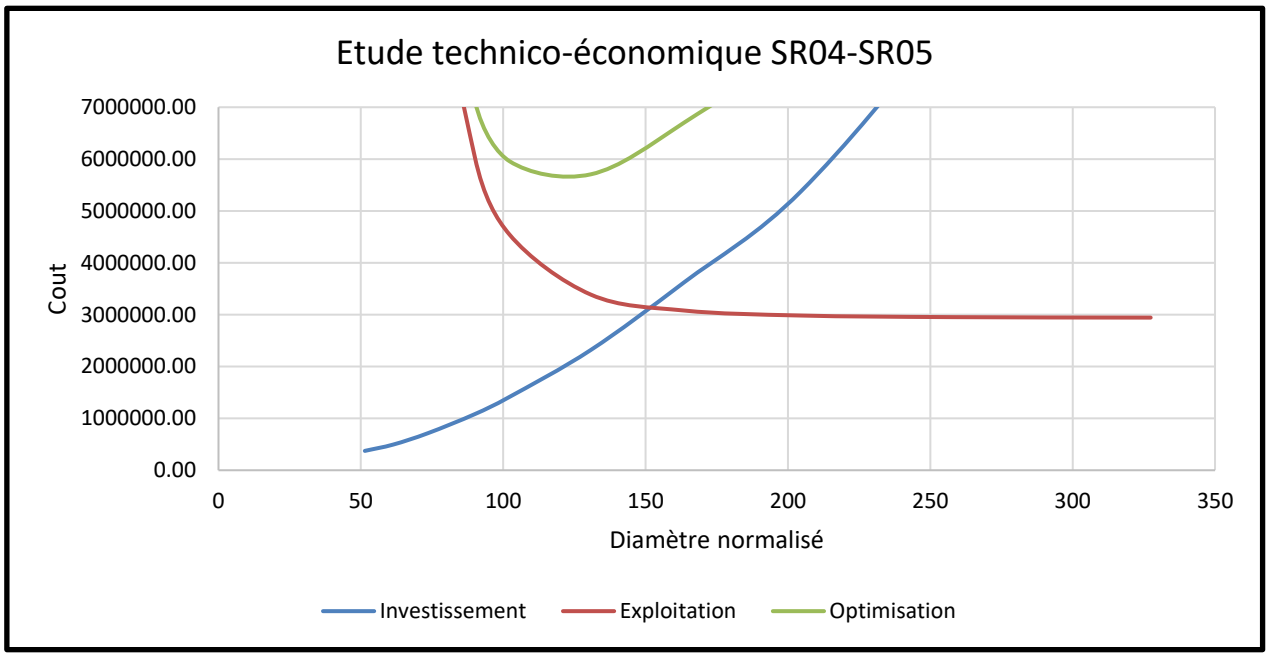


Figure IV-6: Etude technico-économique du tronçon SR04-SR05.

SR05-SR06 :

Tableau IV-7: Calcul des frais d'investissement du tronçon SR05-SR06.

DN	e	Dint	Prix unitaire	A	Longueur (m)	F DA (Amortissement)	Finv DA
63	5.8	51.4	309	0.089	1485	40838.99	499703.99
75	6.8	61.4	410	0.089	1485	54187.65	663037.65
90	8.2	73.6	592	0.089	1485	78241.68	957361.68
110	10	90	895	0.089	1485	118287.68	1447362.68
125	11.4	102.2	1170	0.089	1485	154633.05	1892083.05
160	14.6	130.8	1920	0.089	1485	253756.80	3104956.80
200	18.2	163.6	3000	0.089	1485	396495.00	4851495.00
250	22.7	204.6	4450	0.089	1485	588134.25	7196384.25
315	28.6	257.8	7300	0.089	1485	964804.50	11805304.50
400	36.3	327.4	11650	0.089	1485	1539722.25	18839972.25

Tableau IV-8: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR05-SR06.

DN (mm)	H (m)	Pabs (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)
63	595.72761	216.89285	1899981.354	9917902.669
75	287.56665	104.69743	917149.4841	4787520.307
90	163.93307	59.684845	522839.2386	2729220.825
110	112.72106	41.039549	359506.4483	1876623.66
125	99.296181	36.15181	316689.8568	1653121.053
160	88.924766	32.37578	283611.8292	1480453.748
200	86.182591	31.377407	274866.0841	1434800.959
250	85.323333	31.064568	272125.6138	1420495.704
315	85.048908	30.964655	271250.3793	1415926.98
400	84.964541	30.933939	270981.304	1414522.407

- Diamètre adopté : **[110 mm]** selon les résultats de l'étude technico-économique.

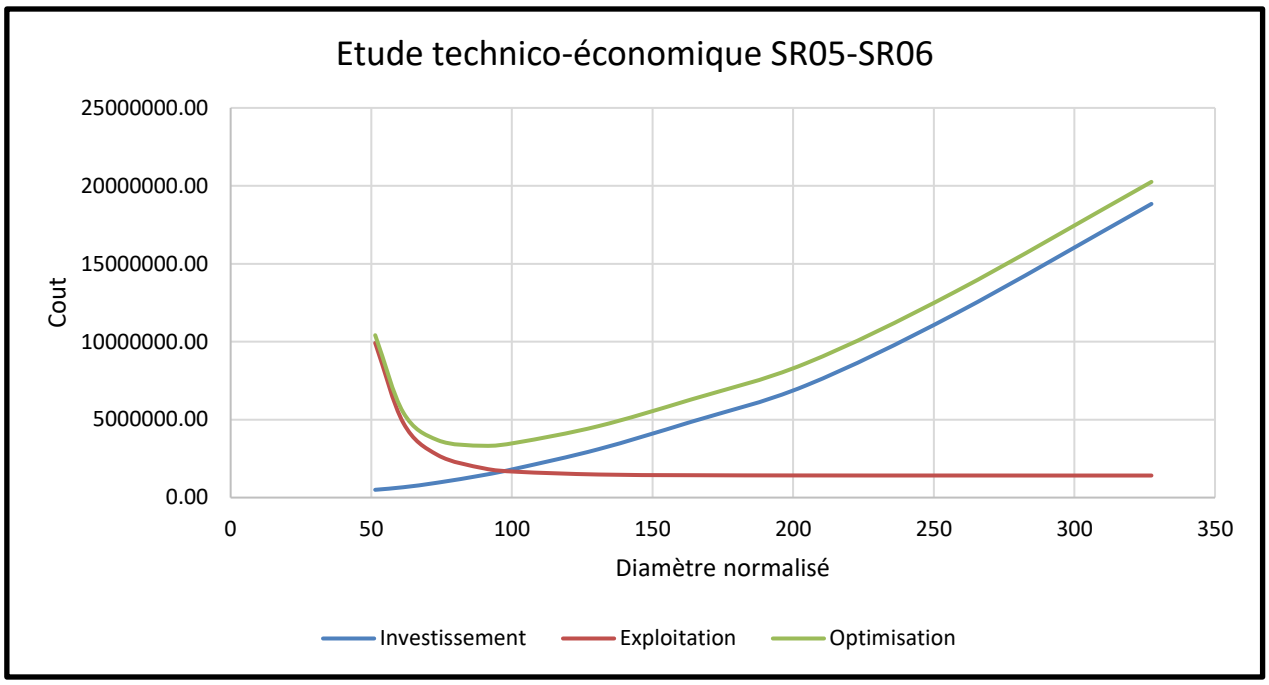


Figure IV-7: Etude technico-économique du tronçon SR05-SR06

Le tableau suivant résume les résultats précédents :

Tableau IV-9: Dimensionnement de la chaine de refoulement de la commune de SIDI AYAD.

Adduction	Diamètre	Longueur de la conduite	Débit refoulé	Vitesse de refoulement	Pertes de charge totales	Hauteur Géométrique	Hauteur manométrique totale
	Dn (mm)	L(m)	Q (l/s)	V (m/s)	Pdc (m)	Hg (m)	Hmt (m)
SR02-SR03	315 PEHD PN16	615	39.39	0.51	0.35	84.93	85.28
SR03-SR04	160 PEHD PN16	1060	21.93	1.09	5.55	130.15	135.70
SR04-SR05	160 PEHD PN16	1110	20.55	1.02	5.10	96.74	101.84
SR05-SR06	110 PEHD PN16	1485	9.89	1.04	10.29	202.8	213.09
SR06-SR02	110 PEHD PN16	640	6.30	0.66	1.80	69.12	70.92

On remarque que les vitesses sont dans les normes (entre 0.5 m/s et 1.5 m/s) et que les pertes de charge ne sont ni très faibles ni très fortes.
On peut dire que notre dimensionnement est bon.

IV.4.2 Calcul du diamètre avantageux :

Dans le cas d'une adduction gravitaire, le diamètre avantageux est déterminé en tenant compte des altitudes des ouvrages et du profil du terrain existant. La différence de niveau entre le point de départ (réservoir ou station de pompage) et le point d'arrivée (réservoir aval) constitue la charge disponible pour vaincre les pertes de charge engendrées par l'écoulement dans la conduite.
Le calcul s'effectue selon les étapes suivantes :

a) **Détermination de la charge disponible** : calculée à partir de la différence d'altitude entre les deux ouvrages.
b) **Estimation des pertes de charge admissibles** : la charge disponible est considérée comme entièrement affectée aux pertes de charge linéaires et singulières.
c) **Calcul du diamètre** : à l'aide des formules de perte de charge (telles que Darcy-Weisbach ou Hazen-Williams), un diamètre est déterminé de manière à équilibrer les pertes de charge avec la charge disponible, tout en respectant le débit de projet.

Ainsi, le diamètre avantageux permet d'assurer l'écoulement gravitaire sans surdimensionner la conduite, en optimisant à la fois le coût de réalisation et le fonctionnement hydraulique du réseau.

Tableau IV-10: Dimensionnement de la chaine d'adduction gravitaire.

Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)	Hg (m)	Pertes de charges ΔH (m)	Vitesse (m/s)	Diamètre (m)
SR03-R.Iftissen	2651.00	8.56	151.61	32.50	0.85	**0.11**
SR05-RP01	1241.00	6.12	195.13	18.09	0.85	**0.10**

En adoptant la même vitesse que dans le premier cas, soit 0,85 m/s, le diamètre calculé est de **100 mm** ; en l'intégrant dans le calcul des pertes de charge, il en résulte que la cote terrain du réservoir à projeter 01 doit être de **385 m**.
On prend un diamètre de **110 mm** pour le tronçon SR05-RP01.
De la même façon on trouve que la cote terrain du réservoir à projeter 2 doit être de **750 m**.

IV.5 Équipement de la chaîne d'adduction projetée :

La chaîne d'adduction sera équipée de plusieurs dispositifs visant à prolonger sa durée de vie et à assurer son bon fonctionnement :

- **Les ventouses** : installées aux points hauts de la conduite d'adduction afin de permettre l'évacuation de l'air et d'éviter la formation de poches d'air.
- **Les robinets de vidange** : placés aux points bas des conduites pour permettre la vidange et le nettoyage du réseau.
- **La ligne pilote de télécommande** : installée le long de la conduite, dans la même tranchée, afin de réguler les niveaux d'eau entre les stations de pompage et d'assurer une gestion optimale du système.

IV.6 CHOIX DES POMPES :

D'après les résultats du dimensionnement de la chaîne de refoulement, les caractéristiques des pompes adéquates pour le fonctionnement sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-11: Caractéristiques des pompes recherchées de la chaine de refoulement projetée.

Station de pompage	Pompes recherchées	
	Q (l/s)	HMT (m)
SR02	39.39	85.28
SR03	21.93	135.70
SR04	20.55	101.84
SR05	9.89	213.09
SR06	6.30	70.92

En fonction de ces caractéristiques (Q, HMT), on peut choisir les pompes (standards) à utilise données par la maison CAPRARI.

Le tableau suivant nous donne les caractéristiques des pompes et moteurs disponibles pour les stations de pompage :

Tableau IV-12: Caractéristiques des pompes « CAPRARI » de la chaine de refoulement.

Station de pompage	Type	Caractéristiques des pompes							
		Q (l/s)	Hmt (m)	P (KW)	R (%)	NPSHr (m)	Tr/min	DN refoulement (mm)	Poids (Kg)
SR02	**PM 125/4B**	39.40	85.3	42.9	76.1	1.87	1450	125	864
SR03	**PM 80/4C**	24.30	137.00	44.4	74.4	3.64	2900	80	615
SR04	**PM 80/2A**	21.60	121	29.2	74	3.19	2900	80	425
SR05	**HVU35/5A+50**	10.7	215	31.8	71.1	2.34	2900	50	277
SR06	**HVU25/3C+12**	7.87	71.9	7.95	70.5	2.39	2900	40	135

Installation de pompes de secours :

Afin de garantir la continuité du service en cas de défaillance ou de maintenance des équipements, une pompe de secours (01) est prévue pour chaque tronçon nécessitant un pompage. Cette mesure permet d'assurer une redondance fonctionnelle du système et de maintenir un débit constant, même en cas de panne de l'équipement principal. L'installation de ces pompes de secours constitue une précaution essentielle pour renforcer la fiabilité du réseau et prévenir toute interruption dans l'alimentation en eau.

IV.7 CONCLUSION :

Ce chapitre a détaillé les différentes étapes de la conception de la chaîne d'adduction. Dans un premier temps, le choix du matériau des conduites s'est porté sur le polyéthylène haute densité (PEHD), retenu pour ses performances mécaniques, sa résistance à la corrosion et sa facilité de mise en œuvre. Plusieurs variantes de tracé ont ensuite été analysées, en tenant compte des coordonnées et altitudes fixes des stations. Le dimensionnement a été conduit en deux approches distinctes : une étude technico-économique appliquée aux tronçons de refoulement, puis une analyse spécifique destinée à déterminer le diamètre le plus avantageux pour les tronçons gravitaires. Enfin, la sélection des pompes a été effectuée à l'aide du logiciel **Caprari**, garantissant une adéquation optimale avec les besoins hydrauliques du réseau. (Voir les annexes).

Chapitre V: Etude de stockage.

V.1 Introduction:

Nous avons constaté, lors de la phase de diagnostic, que l'exploitation arbitraire et la gestion non efficace des horaires de pompage (faible durée de pompage) peut avoir des inconvenant palpables notamment sur la capacité de stockage des réservoirs. C'est pourquoi il est indispensable d'adopter des horaires standards de pompage. Le tableau ci-dessous donne un aperçu global de la variation des durées de pompage et de distribution de la zone d'étude et ce en fonction de l'importance des débits distribués :

Tableau V-1: Tableau de Synthèse des Stations d'Adduction et de Distribution.

	Nom de Station	Rôle de la Station	Qmaxj (m3/j)	Durée d'apport Heurs/jour	Horaires de refoulement	Qmaxj (l/s)
Partie existante	Forage N°01	Refoulement vers SR01	792	11	20h----------> 07h	20.00
	Forage N°02	Refoulement vers SR01	792	11	07h----------> 18h	20.00
	Total de refoulement vers SR01		1584	22	20h----------> 18h	20.00
	SR01	Refoulement vers SR02	1584	22	20h----------> 18h	20.00
	SR Tichy-Haff	Refoulement vers SR02	1540.66	22	20h----------> 18h	19.45
	Total de refoulement vers SR02		3124.66	22	20h----------> 18h	39.45
Partie à rénover	SR02	Distribution Maâla Centre	288.46	24/24		----
		Refoulement vers SR03	2836.20	20	22h----------> 18h	39.39
	SR03	Distribution Chef-lieu Centre	887.09	24/24		----
		Alimentation par gravité du Réservoir Iftissen	369.96	12		8.56
		Refoulement vers SR04	1579.14	20	22h----------> 18h	21.93
	SR04	Distribution Maâla partie haute	99.41	24/24		----
		Refoulement vers SR05	1479.73	20	22h----------> 18h	20.55
	SR05	Distribution des villages Iguer-Harrath et Sidi Ayad	503.41	24/24		----
		Alimentation par gravité du Réservoir à projeter Est **Chef-Lieu**	264.52	12		6.12
		Refoulement vers Réservoir Timezrit	711.80	20	08h----------> 14h	9.89
	Réservoir Timezrit	Distribution zone éparse partie Basse et villages Timezrit	530.24	24/24		----
		Refoulement vers Réservoir à projeter zone éparse partie haute	181.56	8	12h----------> 14h	6.30

Le dimensionnement des réservoirs est effectué en comparant les quantités, en eau, entrantes et le stockage est déterminé en comparant le débit P arrivé et celui de sortantes. Le volume prévoir mod sortie (P%) pour chaque heure en % de Q_{maxj} (méthode analytique) :

$$V_{max} = (P_{max} * Q_{maxj}) /100$$

V.2 Réservoir IFTISSEN :

Ce réservoir de capacité de 200 m³ reçoit un apport par gravité de SRO3 sur une durée de 12h/24h, et assure la distribution du village Iftissen et la partie basse du chef-lieu de la commune avec un débit $\mathbf{Q_{maxj}}$ = 369.96 m^3/j. Le tableau ci-dessous donne un aperçu de fonctionnement de ce réservoir :

Tableau V-2: Calcul de volume du réservoir d'Iftissen.

Heures	Ch%	Pompage	Surplis	Déficit	Reste
0 – 1	0.75	0.00		-0.75	11.25
1 – 2	0.75	0.00		-0.75	10.50
2 – 3	1	0.00		-1.00	9.50
3 – 4	1	0.00		-1.00	8.50
4 – 5	3	0.00		-3.00	5.50
5 – 6	5.5	0.00		-5.50	0.00
6 – 7	5.5	8.33	2.83		2.83
7 – 8	5.5	8.33	2.83		5.67
8 – 9	3.5	8.33	4.83		10.50
9 – 10	3.5	8.33	4.83		15.33
10 – 11	6	8.33	2.33		17.67
11 – 12	8.5	8.33		-0.17	17.50
12 – 13	8.5	8.33		-0.17	17.33
13 – 14	6	8.33	2.33		19.67
14 – 15	5	8.33	3.33		23.00
15 – 16	5	8.33	3.33		26.33
16 – 17	3.5	8.33	4.83		31.17
17 – 18	3.5	8.33	4.83		**36.00**
18 – 19	6	0.00		-6.00	30.00
19 – 20	6	0.00		-6.00	24.00
20 – 21	6	0.00		-6.00	18.00
21 – 22	3	0.00		-3.00	15.00
22 – 23	2	0.00		-2.00	13.00
23 – 24	1	0.00		-1.00	12.00
Total	**100**	**100**	**36.33**	**-36.33**	

Résultats :

P max (%) = 36 ; Q_{maxj} =369.96 m³

Vt= 133.19

Conclusion : Le volume de 200 m³ existant est suffisant.

V.3 Réservoirs Mâala (SR02) :

Ces réservoirs de capacité de (200+250) m^3 recevront, en plus de l'apport de la station SR01, l'apport du barrage de TICHI HAF. Ils assurent la distribution du village Mâala et le refoulement vers la station SRO3. Les caractéristiques de fonctionnement de ces réservoirs sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-3: Caractéristiques de fonctionnement des réservoirs SR02 (Mâala).

	Qmaxj (m3/j)	Qmaxj (l/s)	Durée h/24	%
Apport 01 eau de forage à partir SR01	1584	20	22/24	51%
Apport 02 eau Tichi-Haf	1540.66	19.45	20/24	49%
La demande totale en 2055	3124.66	39.45	22/24	100%
La demande Mâala distribution	288.46	----	24/24	9%
Refoulement vers SR03	2836.20	39.39	20/24	91%

Puis que ces réservoirs assurent la distribution et le refoulement vers un autre réservoir à la fois ;
On les considère comme **réservoir tampon**
Pour le calcul de son volume on utilise :

$$\boldsymbol{V = \frac{Qmaxj * T}{2}}$$

Avec :

V : Volume utile (m^3).

Q_{maxh} : Débit maximum journalier (m^3/j).

T : temps de la fermeture de la vanne (h).

Résultats :
Qmaxj= 387.80 m^3 et V incendie=120m^3
Vt = 281.58 m^3
Conclusion : Le volume de 450 m^3 existant est suffisant.

V.4 Réservoirs du chef-lieu (SR03) :

Ces réservoirs de capacité de (150+250+300) m^3 recevront l'apport de la station SR02. Ils assurent la distribution du chef-lieu de la commune et le refoulement vers la station SR04. Les caractéristiques de fonctionnement de ces réservoirs sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-4: Caractéristiques de fonctionnement des réservoirs du chef-lieu (SR03).

	Qmaxj (m3/j)	Qmaxj (l/s)	Durée h/24	%
Apport SR02	2836.20	32.83	20/24	100%
La demande Chef-lieu distribution	887.09	----	24/24	31%
Refoulement vers SR04	1579.14	18.28	20/24	56%
Adduction gravitaire vers Réservoir d'Iftissen	369.96	4.28	24/24	13%

Puis que ces réservoirs assurent la distribution et le refoulement vers un autre réservoir à la fois ; On les considère comme **réservoir tampon**

Résultats :
Qmaxj = 1263.85 m^3 et V incendie=120m^3.
Vt = 646.60 m^3.
Conclusion : le volume existant de 700 m^3 est suffisant.

V.5 Réservoir (SR04) :

Ce réservoir de capacité 50 m^3 reçoit l'apport de la station SR03 et assurera la distribution de la partie haute de Mâala et le refoulement vers la station SR05.

Les caractéristiques de fonctionnement de ces réservoirs sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-5: Caractéristiques de fonctionnement du réservoir (SR04).

	Qmaxj (m3/j)	Qmaxj (l/s)	Durée h/24	%
Apport SR03	1579.14	18.28	20/24	100%
La demande distribution Mâala partie haute	99.41	----	24/24	6%
Refoulement vers SR05	1479.73	17.13	20/24	94%

Puis que ce réservoir assure la distribution et le refoulement vers un autre réservoir à la fois ; On le considère comme **réservoir tampon**

Résultats :
Qmaxj = 387.80m³.
Vt = 41.42 m³.
Conclusion : Le volume de 50 m³ existant est suffisant.

V.6 Réservoirs d'Igrane-Harath (SR05) :

Ces réservoirs de capacité (200+50) m³ reçoivent l'apport de la station SR04 et assureront la distribution en eau des villages Igrane-Harath et Azrou et le refoulement vers le réservoir de Timezrit.
Les caractéristiques de fonctionnement de ces réservoirs sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-6: Caractéristiques de fonctionnement du réservoir Igrane-Harath (SR05).

	Qmaxj (m3/j)	Qmaxj (l/s)	Durée h/24	%
Apport SR04	1479.73	17.13	20/24	100%
Distribution villages Iguer-Harrath et Sidi Ayad	503.41	----	24/24	34%
Refoulement vers Timezrit	711.80	8.24	20/24	48%
Adduction gravitaire vers réservoir à projeter Chef-lieu Est	264.52	3.06	24/24	18%

Puis que ces réservoirs assurent la distribution et le refoulement vers un autre réservoir à la fois ; On les considère comme **réservoir tampon**

Résultats :
Qmaxj = 503.41m³.
Vt = 209.75 m^3.
Conclusion : Le volume existant de 250 m³ est suffisant.

V.7 Réservoir Projeté P01 (Chef-lieu Est) :

Ce réservoir prendra en charge les habitations de la partie Est du chef-lieu de la commune, L'apport en eau sera assuré par gravité de la station SR03.
Le tableau ci-dessous présente les calculs de la capacité de ce réservoir :

Tableau V-7: Calcul du volumes du réservoir projeté N°01 (Distribution chef-lieu Est).

Heures	Ch%	Pompage	Surplus	Déficit	Reste
0 – 1	0.75	0		-0.75	8.25
1 – 2	0.75	0		-0.75	7.5
2 – 3	1	0		-1	6.5
3 – 4	1	0		-1	5.5
4 – 5	3	5	2		7.5
5 – 6	5.5	5		-0.5	7
6 – 7	5.5	5		-0.5	6.5
7 – 8	5.5	5		-0.5	6
8 – 9	3.5	5	1.5		7.5
9 – 10	3.5	5	1.5		**9**
10 – 11	6	5		-1	8
11 – 12	8.5	5		-3.5	4.5
12 – 13	8.5	5		-3.5	1
13 – 14	6	5		-1	0
14 – 15	5	5	0		0
15 – 16	5	5	0		0
16 – 17	3.5	5	1.5		1.5
17 – 18	3.5	5	1.5		3
18 – 19	6	5		-1	2
19 – 20	6	5		-1	1
20 – 21	6	5		-1	0
21 – 22	3	5	2		2
22 – 23	2	5	3		5
23 – 24	1	5	4		**9**
Total	**100**	**100**	**17**	**-17**	

Résultats :

P max (%) = 9 ; Qmaxj = 264.52 m³.

Vt = 23.81 m³.

Conclusion : Le volume nécessaire pour ce réservoir est de 50 m³.

V.8 Réservoir de Timezrit :

Ce réservoir, de capacité 200 m³, prendra en charge la distribution en eau des trois villages de Timezrit et les habitations de la zone éparse coté bas ainsi que le refoulement vers le réservoir projeté de la Partie haute de la commune de SIDI AYAD.

Les caractéristiques de fonctionnement de ce réservoir sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-8: Caractéristiques de fonctionnement du réservoir Timezrit.

	Qmaxj (m3/j)	Qmaxj (l/s)	Durée h/24	%
Apport SR05	711.80	8.24	20/24	100%
Distribution Vers la zone éparse partie Basse et villages Timezrit	530.24	----	24/24	36%
Refoulement vers Réservoir à projeter N°02	181.56	2.10	20/24	12%

Puis que ce réservoir assure la distribution et le refoulement vers un autre réservoir à la fois ; On le considère comme **réservoir tampon**

Résultats :

Qmaxh = 711.80 m³.

Vt = 296.58 m³.

Conclusion : Le volume existant de 200 m³ n'est pas suffisant. Donc on ajoute un autre réservoir de capacité 50 m^3.

V.9 Réservoir Projeté 02 (Zone éparse partie Haute) :

Ce réservoir Prendra en charge les habitations de la zone éparse de la partie haute de la commune. L'apport en eau sera assuré par le refoulement du réservoir de Timezrit.

Le tableau ci-dessous présente les calculs de la capacité de ce réservoir :

Tableau V-9: Calcul du volumes du réservoir projeté P02.

Heures	Ch%	Pompage	Surplus	Déficit	Reste
0 – 1	0.75	12.50	11.75		16.75
1 – 2	0.75	12.50	11.75		**28.50**
2 – 3	1	0.00		-1.00	27.50
3 – 4	1	0.00		-1.00	26.50
4 – 5	3	0.00		-3.00	23.50
5 – 6	5.5	0.00		-5.50	18.00
6 – 7	5.5	0.00		-5.50	12.50
7 – 8	5.5	0.00		-5.50	7.00
8 – 9	3.5	0.00		-3.50	3.50
9 – 10	3.5	0.00		-3.50	0.00
10 – 11	6	12.50	6.50		6.50
11 – 12	8.5	12.50	4.00		10.50
12 – 13	8.5	12.50	4.00		14.50
13 – 14	6	12.50	6.50		21.00
14 – 15	5	0.00		-5.00	16.00
15 – 16	5	0.00		-5.00	11.00
16 – 17	3.5	0.00		-3.50	7.50
17 – 18	3.5	0.00		-3.50	4.00
18 – 19	6	0.00		-6.00	-2.00
19 – 20	6	0.00		-6.00	-8.00
20 – 21	6	0.00		-6.00	-14.00
21 – 22	3	0.00		-3.00	**-17.00**
22 – 23	2	12.50	10.50		-6.50
23 – 24	1	12.50	11.50		5.00
Total	**100**	**100**	**66.50**	**-66.50**	

Résultats :

P max (%) = 45.50 ; Qmaxj = 181.56 m³.

Vt = 82.61 m³.

Conclusion : Le volume nécessaire pour ce réservoir est de 100m³.

V.10 Conclusion :

L'étude du stockage a permis d'évaluer avec précision les capacités nécessaires pour assurer une alimentation continue et sécurisée en eau potable à l'ensemble des zones desservies par la commune de **Sidi Ayad**. L'analyse des besoins journaliers, des variations de consommation et des perspectives de croissance démographique a montré que les réservoirs existants présentent des volumes insuffisants et une répartition spatiale qui ne permet pas de répondre efficacement aux pics de demande ni de garantir une pression régulière dans toutes les zones. Le dimensionnement des réservoirs projetés, réalisé sur la base des normes de stockage et des débits de pointe, constitue ainsi une étape essentielle pour régulariser l'alimentation, compenser les irrégularités de pompage et renforcer la sécurité du réseau.

Chapitre VI: Dimensionnement du réseau de distribution.

VI.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on va passer à l'étape du dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable pour la commune de **Sidi-Ayad**. Le but est de s'assurer que toute la population soit alimentée correctement, avec des **pressions suffisantes** et des **vitesses d'écoulement dans les normes**.

Pour faire cela, on va utiliser le logiciel **WaterCAD**, un outil spécialisé dans la modélisation et l'analyse des réseaux d'eau. Ce logiciel permet de simuler le comportement du réseau (pressions, débits, vitesses...) et de détecter d'éventuels problèmes pour pouvoir les corriger avant la mise en œuvre réelle.

Grâce à cette modélisation, on pourra choisir les bons diamètres pour les conduites et garantir que l'eau circule correctement dans tous les quartiers de la commune, en respectant les critères techniques nécessaires.

VI.2 Classification des réseaux de distribution :

Un **réseau de distribution d'eau** est un ensemble d'équipements qui permet de **transporter l'eau potable** jusqu'aux habitants d'une région, que ce soit en ville, dans un village, ou dans une zone industrielle. Il est composé de **conduites principales, secondaires et tertiaires**, qui passent généralement sous les rues pour desservir toute la zone concernée.

Il existe **quatre grands types de réseaux**, selon la manière dont les tuyaux sont disposés :

- Le réseau maillé
- Le réseau ramifié
- Le réseau mixte
- Le réseau étagé

VI.2.1 Réseau ramifié :

Le **réseau ramifié** est souvent utilisé dans les zones rurales, là où les maisons sont éloignées les unes des autres. C'est un **réseau simple**, qui suit un seul chemin pour amener l'eau jusqu'à un point donné. Il fonctionne un peu comme un arbre : il y a une grosse conduite principale, et plusieurs petites branches qui partent de celle-ci.

Ce type de réseau a plusieurs **avantages** :

- Il est **facile à calculer et à installer**.
- Il coûte **moins cher**, surtout dans les endroits peu peuplés.
- Comme l'eau circule dans un seul sens, le **risque de contamination est limité**.
- Il nécessite **peu d'accessoires**, ce qui rend sa **gestion plus simple**.

Mais il a aussi quelques **inconvénients** :

- En cas de **panne sur une conduite**, l'approvisionnement peut être coupé dans toute une zone.

- Il **n'y a pas d'alimentation de secours**, donc si une partie est bloquée, l'eau ne peut pas revenir par un autre chemin.

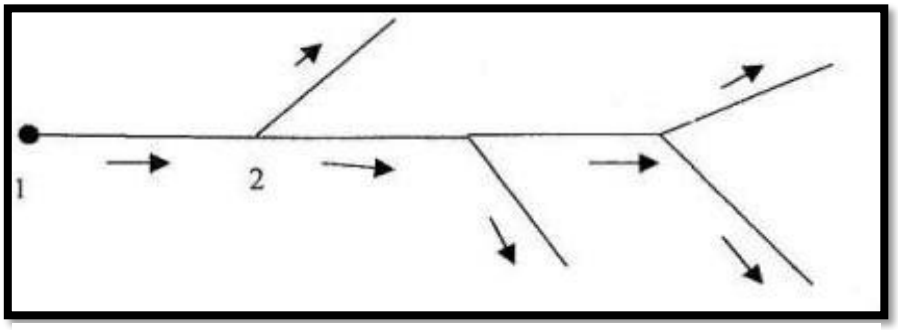


Figure VI-1: Exemple d'un tracé du réseau ramifié.

(Source : (SALAH)2014, Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations)

VI.2.2 Réseau maillé :

Ce type de réseau est formé de plusieurs conduites **connectées entre elles** pour créer des **boucles fermées**, qu'on appelle aussi des **mailles**. Grâce à cette organisation, **l'eau peut circuler dans plusieurs directions**, ce qui rend le réseau plus souple et capable de **s'adapter aux changements de consommation** dans les différents quartiers.
Ce système est surtout utilisé **dans les villes**, où la **demande en eau varie beaucoup** d'un endroit à un autre.

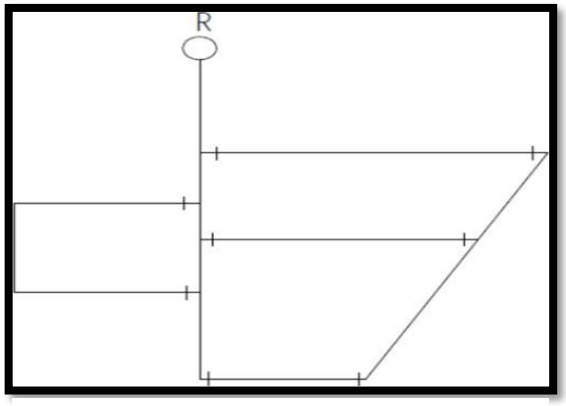


Figure VI-2: Exemple d'un tracé du réseau maillé.

(Source : A. Dupant, Hydraulique urbaine TOME II,1979)

Avantages :

- L'eau peut **arriver par plusieurs chemins**, ce qui évite les coupures en cas de problème.
- Il est **plus fiable**, car on peut **isoler une partie du réseau** sans couper l'eau partout.
- Comme l'eau circule plus facilement, **il y a moins de pertes d'énergie** (par exemple, moins de perte de pression) par rapport à un réseau simple.

Inconvénients :

- Il est **plus cher à construire**, car il faut poser plus de tuyaux.
- Il demande **plus d'accessoires** (vannes, compteurs, etc.).
- La **conception est plus compliquée**, donc il faut bien réfléchir à son tracé.

VI.2.3 Réseau mixte

Le **réseau mixte** est un **mélange** des deux types précédents : il utilise à la fois des **sections maillées** et des **sections ramifiées**, en fonction du terrain, des besoins en eau et des différentes zones de pression.

VI.3 Le principe du tracé du réseau de distribution :

Le **but du tracé du réseau de distribution** est de faire en sorte que **l'eau arrive facilement à tous les habitants**, tout en **réduisant les coûts** et en **préparant à l'avance les éventuels problèmes** liés à l'entretien ou à l'utilisation du réseau.

Pour bien tracer un réseau, il faut suivre certains principes importants :

- Repérer les **endroits où la consommation d'eau est élevée**, comme les établissements publics ou les industries.
- Identifier les **quartiers très peuplés**, où la demande en eau est plus forte.
- Concevoir un parcours qui **permet de bien alimenter ces zones**.
- Poser les **conduites principales** le long de ce parcours, de préférence **en parallèle**.
- Bien **répartir les conduites** pour que l'eau arrive partout de manière équilibrée.
- **Choisir les rues les plus adaptées** pour poser les tuyaux et **éviter de faire des détours inutiles**, pour que le réseau ne soit pas trop long.
- **Limiter le nombre d'équipements** (comme les vannes, vidanges, ventouses...) pour que le **réseau soit plus facile à gérer** et à entretenir.

Enfin, il est recommandé de **poser les conduites le long des routes**, **sans passer sous la chaussée** quand c'est possible, et **sans jamais traverser de terrains privés**.

VI.4 Choix du matériel des conduites :

Le choix du matériau pour les canalisations dépend de plusieurs choses :

- La **pression** que le tuyau doit supporter,
- La **nature du sol** (s'il est agressif ou pas),
- Le **coût** et la **disponibilité sur le marché**,
- Et aussi la **compatibilité avec les autres éléments du réseau** (comme les joints, les coudes, les vannes, etc.).

Parmi les matériaux les plus utilisés, on trouve : l'**acier**, la **fonte**, le **PVC**, et le **PE** (polyéthylène), qui existe en version **haute densité (PEHD)** ou **basse densité (PEBD)**.

Dans le cadre de ce projet, on a choisi d'utiliser uniquement le **PEHD**, car il présente plusieurs **avantages** :

- Il **résiste bien à la corrosion**.
- Il est **facile à trouver sur le marché**.
- Il est **facile à poser**.
- Il a une **surface intérieure lisse**, ce qui améliore **l'écoulement de l'eau**.

VI.5 Dimensionnement du réseau :

Le calcul du réseau ramifié se fait en général de l'aval vers l'amont : une fois les débits de tous les tronçons du réseau sont connus (Débits routes), on peut calculer le débit de dimensionnements de chaque conduite qui représente la somme algébrique du débit route de la conduite elle-même et des débits routes des conduites qui lui sont raccordées à l'aval.

Après avoir déterminé les débits de dimensionnement de chaque conduite, on peut déterminer le diamètre correspondant. Ces diamètres doivent vérifier deux conditions essentielles :

1- La vitesse doit être comprise entre 0.5 à 1.5 m/s.

2- La pression de service au point critique du réseau doit être au minimum 10 m.

VI.5.1 Calcul du débit spécifique

Le débit spécifique représente la quantité transitée à travers un mètre de conduite pendant une seconde. Il est donné par la formule suivante :

$$\boldsymbol{Qsp = \frac{Q_R}{\sum Li}}$$

Avec :

- Q_R = Débit route (m^3/s)
- $\sum$Li = Somme totale des longueurs des conduites assurant la distribution (m).

VI.5.2 Calcul du débit de route :

Le débit de route assure un service en route pour un tronçon de canalisation, il est considéré comme étant consommé uniformément sur toute la longueur du tronçon. Ce débit est donné par la formule suivante :

$$\boldsymbol{QR = Qsp * Li}$$

Avec :

- Q_R = Débit de route du tronçon « i » (m^3/s) ;
- Qsp = débit spécifique ($m^3/s/m$) ;
- Li = Langueur du tronçon « i »

VI.5.3 Calcul des débits au nœud (débits de dimensionnement) :

Les débits par tronçon sont donnés par la formule :

$$\mathbf{Q_N = 0.55 * Qr + Qcon}$$

Avec :

- Q_N = Débit de calcul du tronçon ;
- Q_{con} = Débit concentré ;

Les tableaux ci-dessous montrent les résultats des débits calculés aux différents nœuds du réseau pendant les heures de pointe, pour chacun des villages :

Cas de pointe :

- *Chef-lieu :*

Tableau VI-1: Les débits nodaux du réseau en cas de pointe (Chef-lieu).

Noeud	Noeud de départ	Nœuds d'arrivée	Longueur (m)	Qsp	Qr (L/s)	Qnodal (L/s)
5	N-5	N-4	87	0.002	0.178	0.135
	N-5	N-19	33		0.068	
7	N-7	N-6	81		0.166	0.267
	N-7	N-8	156		0.320	
14	N-14	N-15	61		0.125	0.192
	N-14	N-13	109		0.223	
21	N-21	N-20	99		0.203	0.144
	N-21	N-24	29		0.059	
23	N-23	N-22	87		0.178	0.139
	N-23	N-21	36		0.074	
26	N-26	N-25	76		0.156	0.166
	N-26	N-27	71		0.146	
29	N-29	N-28	40		0.082	0.086
	N-29	N-30	36		0.074	
32	N-32	N-55	259		0.531	0.446
	N-32	PRV-7	137		0.281	
33	N-33	N-42	58		0.119	0.065
34	N-34	N-47	57		0.117	0.187
	N-34	N-50	109		0.223	
35	N-35	Réservoir Iftissen	387		0.793	0.436
36	N-36	N-33	225		0.461	0.557
	N-36	N-43	108		0.221	
	N-36	N-3	161		0.330	
37	N-37	N-52	181		0.371	0.405
	N-37	PRV-9	178		0.365	
39	N-39	N-38	79		0.162	0.603
	N-39	N-53	456		0.935	
40	N-40	N-17	46		0.094	0.087
	N-40	N-14	31		0.064	

Tableau VI-2: Suite des débits nodaux du réseau en cas de pointe (Chef-lieu).

Noeud	Noeud de départ	Nœuds d'arrivée	Longueur (m)	Qsp	Qr (L/s)	Qnodal (L/s)
41	N-41	N-36	76	0.002	0.156	0.305
	N-41	N-18	195		0.400	
42	N-42	N-34	183		0.375	0.376
	N-42	N-44	151		0.309	
43	N-43	N-12	218		0.447	0.463
	N-43	N-35	193		0.396	
44	N-44	N-16	93		0.191	0.277
	N-44	N-40	106		0.217	
	N-44	N-57	47		0.096	
45	N-45	N-10	89		0.182	0.224
	N-45	N-35	110		0.225	
46	N-46	N-7	110		0.225	0.652
	N-46	N-45	468		0.959	
47	N-47	N-11	96		0.197	0.482
	N-47	N-1	332		0.680	
49	N-49	N-48	114		0.234	0.285
	N-49	N-9	139		0.285	
50	N-50	N-29	38		0.078	0.369
	N-50	N-56	289		0.592	
51	N-51	N-26	16		0.033	0.109
	N-51	N-52	81		0.166	
52	N-52	N-23	48		0.098	0.054
53	N-53	N-5	76		0.156	0.157
	N-53	N-37	63		0.129	
54	N-54	N-49	153		0.314	0.665
	N-54	N-46	437		0.896	
55	N-55	N-51	53		0.109	0.139
	N-55	N-2	70		0.143	
56	N-56	N-31	424		0.869	0.528
	N-56	PRV-6	44		0.090	
58	N-58	N-41	115		0.236	0.486
	N-58	N-33	316		0.648	

❖ *Maâla :*

Tableau VI-3: Les débits nodaux du réseau en cas de pointe (Maâla).

Noeud	Noeud de départ	Nœuds d'arrivée	Longueur (m)	Qsp	Qr (L/s)	Qnodal (L/s)
3	N-3	N-2	94	0.0012	0.111	0.096
	N-3	N-26	54		0.064	
6	N-6	N-5	36		0.042	0.042
	N-6	N-7	29		0.034	
15	N-15	N-20	168		0.198	0.109
17	N-17	N-18	25		0.029	0.435
	N-17	Réservoir SR04	14		0.016	
	N-17	N-16	633		0.745	
18	N-18	N-4	154		0.181	0.564
	N-18	N-25	717		0.844	
19	N-19	N-13	61		0.072	0.357
	N-19	N-15	491		0.578	
20	N-20	N-11	95		0.112	0.746
	N-20	N-21	1,058		1.245	
21	N-21	N-10	43		0.051	0.234
	N-21	N-1	45		0.053	
	N-21	N-22	273		0.321	
22	N-22	N-9	60		0.071	0.085
	N-22	N-23	71		0.084	
23	N-23	N-8	52		0.061	0.478
	N-23	N-12	687		0.808	
24	N-24	N-6	53		0.062	0.170
	N-24	N-15	210		0.247	
25	N-25	N-3	47		0.055	0.150
	N-25	N-24	185		0.218	
27	N-27	N-14	43		0.051	0.125
	N-27	N-19	150		0.176	

❖ *Iftissen :*

Tableau VI-4: Les débits nodaux du réseau en cas de pointe (Iftissen).

Noeud	Noeud de départ	Nœuds d'arrivée	Longueur (m)	Qsp	Qr (L/s)	Qnodal (L/s)
2	N-2	N-1	144	0.001	0.187	0.149
	N-2	N-3	65		0.084	
9	N-9	N-8	184		0.239	0.217
	N-9	N-11	120		0.156	
11	N-11	N-10	227		0.294	0.282
	N-11	N-12	169		0.219	
13	N-13	N-9	170		0.220	0.121
14	N-14	N-7	110		0.143	0.217
	N-14	N-16	194		0.252	
16	N-16	N-22	339		0.440	0.305
	N-16	N-18	89		0.115	
17	N-17	N-5	294		0.381	0.419
	N-17	PMP-2	294		0.381	
18	N-18	N-17	796		1.032	0.768
	N-18	N-4	281		0.364	
19	N-19	N-2	37		0.048	0.097
	N-19	N-20	99		0.128	
20	N-20	N-6	36		0.047	0.121
	N-20	N-21	134		0.174	
22	N-22	N-15	105		0.136	0.138
	N-22	N-13	88		0.114	

❖ *Azrou+Harrath :*

Tableau VI-5: Les débits nodaux du réseau en cas de pointe (Azrou+Harrath).

Noeud	Noeud de départ	Nœuds d'arrivée	Longueur (m)	Qsp	Qr (L/s)	Qnodal (L/s)
1	N-1	N-16	147	0.0002	0.027	0.015
2	N-2	N-15	133		0.025	0.014
3	N-3	N-18	71		0.013	0.007
4	N-4	N-17	197		0.037	0.020
6	N-6	N-5	157		0.029	0.016
9	N-9	N-11	87		0.016	0.009
12	N-12	N-10	55		0.010	0.175
	N-12	N-11	28		0.005	
	N-12	N-13	1,629		0.303	
13	N-13	N-15	1,600		0.297	0.164
14	N-14	N-6	150		0.028	0.018
	N-14	N-7	26		0.005	
15	N-15	N-17	144		0.027	0.015
16	N-16	N-18	430		0.080	0.044
17	N-17	N-16	73		0.014	0.007
18	N-18	N-8	71		0.013	0.007

❖ *Zone éparse :*

Tableau VI-6: Les débits nodaux du réseau en cas de pointe (Zone éparse).

Noeud	Noeud de départ	Nœuds d'arrivée	Longueur (m)	Qsp	Qr (L/s)	Qnodal (L/s)
1	N-1	N-10	325	0.001	0.207	0.114
3	N-3	N-9	167		0.106	0.058
4	N-4	N-8	199		0.127	0.070
8	N-8	N-5	309		0.197	0.108
9	N-9	N-8	237		0.151	0.083
10	N-10	Réservoir Timezrit	62		0.039	0.056
	N-10	N-2	99		0.063	
11	N-11	N-9	354		0.225	0.279
	N-11	N-1	444		0.282	
12	N-12	N-7	233		0.148	0.252
	N-12	RP02	126		0.080	
	N-12	N-6	361		0.230	
RP02	RP02	N-11	117		0.074	0.041

Cas de pointe + incendie :

Il est très important de vérifier que le débit nécessaire en cas d'incendie, qui est de 17 litres par seconde, peut être fourni correctement par le réservoir. Cela veut dire que ce débit doit atteindre sans problème le point le plus défavorisé du réseau, c'est-à-dire l'endroit le plus éloigné ou celui où la pression est la plus faible.

Assurer cela permet de garantir une intervention efficace en cas d'incendie, même dans les zones difficiles à alimenter. Cela fait donc partie des conditions essentielles de sécurité qu'un réseau de distribution d'eau doit respecter.

VI.6 Présentation du logiciel WaterCAD :

WaterCAD est un logiciel de modélisation hydraulique développé par la société **Bentley Systems**. Il est spécialement conçu pour aider les ingénieurs à concevoir, analyser et optimiser les réseaux de distribution d'eau potable.

Ce logiciel permet de simuler le comportement d'un réseau dans différentes conditions : débits, pressions, vitesses, pertes de charge, fonctionnement des pompes, réservoirs, vannes, etc. Grâce à ces simulations, on peut repérer les éventuels problèmes (pressions trop basses ou trop élevées, vitesses excessives, etc.) et apporter les ajustements nécessaires avant la réalisation du projet.

Principales fonctionnalités :

- Modélisation complète du réseau (canalisations, réservoirs, pompes, vannes, etc.)
- Calcul des pressions et des vitesses dans chaque tuyau et à chaque nœud
- Analyse des performances pendant les heures de pointe, de nuit, ou en cas d'incendie
- Détection des zones à problème (points défavorisés, pertes de charge élevées, etc.)
- Possibilité de faire des essais avec différentes solutions (changer les diamètres, ajouter des pompes ou des réservoirs…)

Avantages :

- Interface simple à utiliser avec **représentation graphique du réseau**
- Gain de temps dans le **dimensionnement** et la **vérification des réseaux**
- Aide à **optimiser le coût et la performance du réseau**
- Compatible avec **d'autres logiciels comme AutoCAD et ArcGIS**

VI.7 Comparaison entre WaterCAD et EPANET :

Tableau VI-7: Comparaison entre les logiciels WaterCAD et EPANET.

Critère	WaterCAD	EPANET
Développement	Bentley Systems	US Environmental Protection Agency (EPA)
Interface utilisateur	Interface graphique avancée, conviviale	Interface basique, moins intuitive
Affichage des résultats	Résultats visibles directement sur le schéma	Résultats sous forme de tableau principalement
Fonctionnalités avancées	Outils puissants pour modélisation et analyse	Fonctionnalités limitées aux calculs de base
Support SIG / AutoCAD	Compatible avec AutoCAD, ArcGIS, ModelBuilder	Non compatible directement
Gestion de grands réseaux	Excellente performance	Moins optimisé pour les réseaux complexes
Mise à jour et support	Mises à jour régulières, support technique	Logiciel libre sans support officiel

Conclusion :

Même si **EPANET** est un bon outil pour les **études simples et les projets académiques**, il reste limité en termes de fonctionnalités, d'ergonomie et d'intégration avec d'autres logiciels.
De son côté, **WaterCAD offre une solution beaucoup plus complète et professionnelle**, surtout pour les projets complexes comme ceux des **communes, villes ou zones étendues**. Il permet de **gagner du temps**, d'avoir une **meilleure précision dans les résultats**, et de **simuler plusieurs scénarios** facilement.

Pour ces raisons, **WaterCAD est souvent préféré** dans les bureaux d'études et les projets réels, car il assure une **meilleure fiabilité, une visualisation plus claire** du réseau, et un **meilleur accompagnement technique**.

VI.8 Simulation :

Pour réaliser la simulation du réseau dans **WaterCAD**, certaines **données de base** doivent être intégrées :

➤ **Pour les nœuds (ou points de consommation) :**

- **L'altitude** de chaque nœud (en mètres).
- **La demande en eau** à chaque nœud (en litres par seconde).

➤ **Pour les tronçons (ou conduites) :**

- **Le diamètre** de chaque conduite (en mètres).

Une fois toutes ces données saisies (**altitudes, débits et diamètres**), on peut lancer la **simulation hydraulique** du réseau. Cette étape permet d'obtenir plusieurs résultats importants, comme :

- Le **débit réel** qui circule dans chaque conduite,
- La **pression** à chaque nœud,
- La **vitesse d'écoulement** de l'eau dans les canalisations.

Objectifs à respecter

Pour garantir le bon fonctionnement du réseau :

- Les **vitesses** doivent rester dans la plage de **0,5 m/s à 1,5 m/s**, et ne pas dépasser **2 m/s**.
- Les **pressions** aux différents nœuds ne doivent pas dépasser **60 mètres de colonne d'eau (m.c.e)**.

Si ces conditions ne sont pas respectées pendant la simulation, on **ajuste les diamètres des conduites** jusqu'à obtenir des résultats corrects.

Calcul des pertes de charge

La **perte de charge** (c'est-à-dire la perte de pression due au frottement de l'eau contre les parois du tuyau) peut être estimée à l'aide de plusieurs formules hydrauliques, comme :

- La formule de **Hazen-Williams**,
- La formule de **Darcy-Weisbach**,
- Ou encore celle de **Chezy-Manning**.

Dans notre étude, nous avons utilisé la formule de Darcy-Weisbach, car elle est plus précise et mieux adaptée aux cas où le régime d'écoulement est variable.

VI.9 Résultats de la simulation :

VI.9.1 Cas de Pointe :

Dans notre étude, la simulation a été réalisée en prenant en compte le débit horaire maximal, c'est-à-dire le débit le plus élevé que le réseau peut être amené à distribuer pendant une heure de forte consommation. Ce débit représente une situation critique, utile pour tester la capacité du réseau à fonctionner correctement même dans les moments de forte demande.

L'objectif est de vérifier que les pressions restent suffisantes dans tous les points du réseau et que les vitesses d'écoulement ne dépassent pas les limites admises, même lorsque le réseau est fortement sollicité.

Les résultats de la simulation obtenus pour chaque tronçon (conduite) et nœud (point de consommation) sont présentés dans les tableaux et figures ci-dessous. Ces données concernent les réseaux projetés pour chacun des villages étudiés, en condition de pointe horaire, et permettent de valider les choix de diamètres et l'efficacité de la distribution.

❖ *Chef-lieu :*

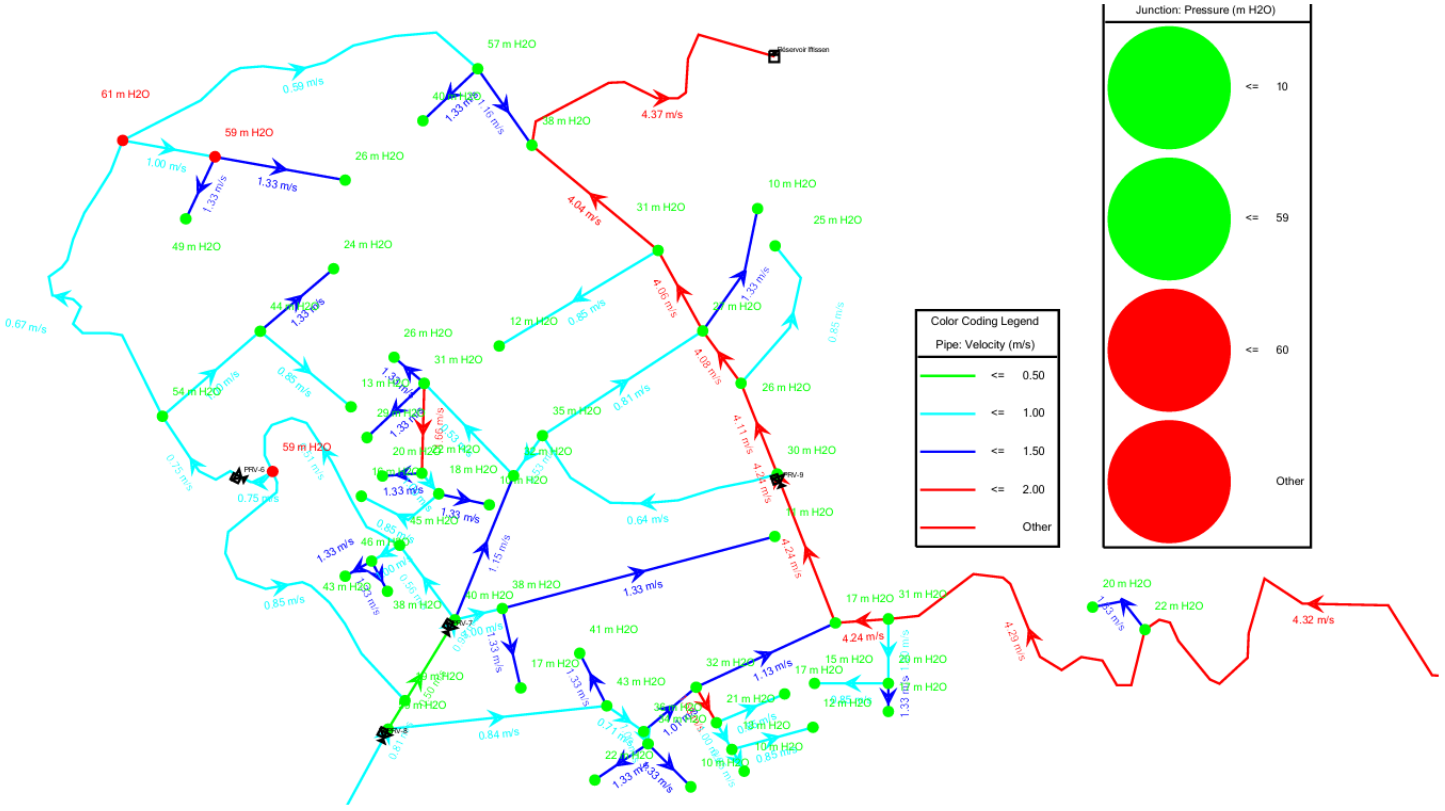


Figure VI-3: Schéma de la simulation WaterCAD partie chef-lieu (cas de pointe).

Tableau VI-8: Résultats de la simulation des conduites du réseau projeté partie Chef-lieu.

Noeud de départ	Noeud d'arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge (m)
N-5	N-4	87	25	**PEHD**	0.42	0.85	3.96
N-5	N-19	33	20	**PEHD**	0.42	1.33	4.51
N-7	N-6	81	20	**PEHD**	0.42	1.33	10.91
N-7	N-8	156	20	**PEHD**	0.42	1.33	21.05
N-14	N-15	61	20	**PEHD**	0.42	1.33	8.22
N-14	N-13	109	25	**PEHD**	0.42	0.85	4.97
N-21	N-20	99	25	**PEHD**	0.42	0.85	4.51
N-21	N-24	29	25	**PEHD**	0.42	0.85	1.34
N-23	N-22	87	25	**PEHD**	0.42	0.85	3.96
N-23	N-21	36	40	**PEHD**	1.25	1	1.28
N-26	N-25	76	20	**PEHD**	0.42	1.33	10.22
N-26	N-27	71	20	**PEHD**	0.42	1.33	9.62
N-29	N-28	40	20	**PEHD**	0.42	1.33	5.39
N-29	N-30	36	20	**PEHD**	0.42	1.33	4.82
N-32	N-55	259	90	**PEHD**	5.37	0.84	2.6
N-32	PRV-7	137	225	**PEHD**	19.7	0.5	0.18
N-33	N-42	58	90	**PEHD**	3.4	0.53	0.25
N-34	N-47	57	40	**PEHD**	1.25	1	2.02
N-34	N-50	109	200	**PEHD**	17.67	0.56	0.2
N-35	Réservoir Iftissen	387	200	**PEHD**	137.39	4.37	32.3
N-36	N-33	225	20	**PEHD**	-0.26	0.81	12.26
N-36	N-43	108	200	**PEHD**	127.65	4.06	7.89
N-36	N-3	161	20	**PEHD**	0.42	1.33	21.77
N-37	N-52	181	20	**PEHD**	-0.35	1.13	18.03
N-37	PRV-9	178	200	**PEHD**	133.14	4.24	14
N-39	N-38	79	20	**PEHD**	0.42	1.33	10.65
N-39	N-53	456	200	**PEHD**	134.87	4.29	36.78
RP01	N-39	673	200	**PEHD**	135.71	4.32	54.85
Réservoir SR03	PRV-8	1,129	200	**PEHD**	25.48	0.81	4.16

Tableau VI-9: Suite des résultats de la simulation des conduites du réseau projeté partie Chef-lieu.

Noeud de départ	Noeud d'arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge (m)
N-40	N-17	46	20	**PEHD**	0.42	1.33	1.9
N-40	N-14	31	40	**PEHD**	1.25	1	1.11
N-41	N-36	76	200	**PEHD**	128.23	4.08	5.61
N-41	N-18	195	25	**PEHD**	0.42	0.85	8.9
N-42	N-34	183	20	**PEHD**	-0.36	1.15	19.06
N-42	N-44	151	90	**PEHD**	3.34	0.53	0.63
N-43	N-12	218	25	**PEHD**	0.42	0.85	9.94
N-43	N-35	193	200	**PEHD**	126.82	4.04	13.91
N-44	N-16	93	20	**PEHD**	0.42	1.33	12.53
N-44	N-40	106	40	**PEHD**	2.09	1.66	9.63
N-44	N-57	47	20	**PEHD**	0.42	1.33	6.34
N-45	N-10	89	20	**PEHD**	0.42	1.33	12.01
N-45	N-35	110	110	**PEHD**	10.98	1.16	1.57
N-46	N-7	110	40	**PEHD**	1.25	1	3.89
N-46	N-45	468	160	**PEHD**	11.82	0.59	1.23
N-47	N-11	96	20	**PEHD**	0.42	1.33	12.94
N-47	N-1	332	20	**PEHD**	0.42	1.33	44.84
N-49	N-48	114	20	**PEHD**	0.42	1.33	15.33
N-49	N-9	139	25	**PEHD**	0.42	0.85	6.34
N-50	N-29	38	40	**PEHD**	1.25	1	1.35
N-50	N-56	289	200	**PEHD**	16	0.51	0.45
N-51	N-26	16	40	**PEHD**	1.25	1	0.55
N-51	N-52	81	63	**PEHD**	2.86	1.01	1.83
N-52	N-23	48	40	**PEHD**	2.09	1.66	4.38
N-53	N-5	76	40	**PEHD**	1.25	1	2.67
N-53	N-37	63	200	**PEHD**	133.2	4.24	4.93
N-54	N-49	153	40	**PEHD**	1.25	1	5.39
N-54	N-46	437	160	**PEHD**	13.49	0.67	1.47
N-55	N-51	53	90	**PEHD**	4.53	0.71	0.12
N-55	N-2	70	20	**PEHD**	0.42	1.33	9.43
N-56	N-31	424	25	**PEHD**	0.42	0.85	19.29
N-56	PRV-6	44	160	**PEHD**	15.16	0.75	0.18
N-58	N-41	115	200	**PEHD**	129.07	4.11	8.56
N-58	N-33	316	90	**PEHD**	4.07	0.64	1.9
PRV-6	N-54	134	160	**PEHD**	15.16	0.75	0.56
PRV-7	N-34	14	160	**PEHD**	19.7	0.98	0.09
PRV-8	N-32	11	200	**PEHD**	25.48	0.81	0.04
PRV-9	N-58	10	200	**PEHD**	133.14	4.24	0.8

Remarque :

On remarque que dans **le tronçon qui relie le réservoir d'Iftissen au réservoir à projeter n°01**, la **vitesse d'écoulement atteint 4 m/s**, ce qui dépasse largement la limite recommandée (2 m/s). Pour **ramener la vitesse dans les normes**, on propose **d'installer un régulateur de vitesse** à ce niveau du réseau. En plus, **trois régulateurs de pression** ont été placés dans le réseau pour **maintenir les pressions dans les limites acceptables** et éviter les surpressions dans certaines zones.

Tableau VI-10: Résultats de la simulation des nœuds du réseau projeté partie Chef-lieu.

Noeud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
N-1	236.32	247.7	11
N-2	262.27	303	41
N-3	231.65	241.71	10
N-4	275.49	290.74	15
N-5	275.17	294.7	20
N-6	180.99	229.68	49
N-7	181.34	240.59	59
N-8	193.42	219.54	26
N-9	221.25	234.23	13
N-10	191.24	231.24	40
N-11	262.53	279.59	17
N-12	233.93	245.64	12
N-13	242.69	259.15	16
N-14	245.99	264.13	18
N-15	246.14	255.91	10
N-16	233.6	262.33	29
N-17	243.01	263.33	20
N-18	235.15	260.19	25
N-19	273.17	290.19	17
N-20	288.1	300.3	12
N-21	291.52	304.81	13
N-22	285.18	302.13	17
N-23	285.27	306.1	21
N-24	293.17	303.47	10
N-25	279.78	301.54	22
N-26	277.91	311.76	34
N-27	291.85	302.14	10
N-28	249.53	287.61	38
N-29	247.34	293	46
N-30	244.9	288.18	43
N-31	255.61	274.6	19
N-32	256.44	315.03	59

Tableau VI-11: Résultats de la simulation des nœuds du réseau projeté partie Chef-lieu.

Noeud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
N-33	240.66	275.74	35
N-34	254.44	294.55	40
N-35	203.48	241.68	38
N-36	236.73	263.48	27
N-37	275.29	292.45	17
N-38	303.01	323.5	20
N-39	312.33	334.15	22
N-40	243.11	265.23	22
N-41	243.24	269.09	26
N-42	243.89	275.49	32
N-43	224.8	255.59	31
N-44	243.65	274.86	31
N-45	186.29	243.25	57
N-46	183.92	244.48	61
N-47	254.58	292.53	38
N-48	200.94	225.23	24
N-49	196.13	240.56	44
N-50	249.11	294.35	45
N-51	275.83	312.31	36
N-52	278.57	310.48	32
N-53	266.18	297.37	31
N-54	191.64	245.95	54
N-55	269	312.43	43
N-56	234.62	293.9	59
N-57	242.55	268.52	26
N-58	247.78	277.65	30

❖ *Maâla :*

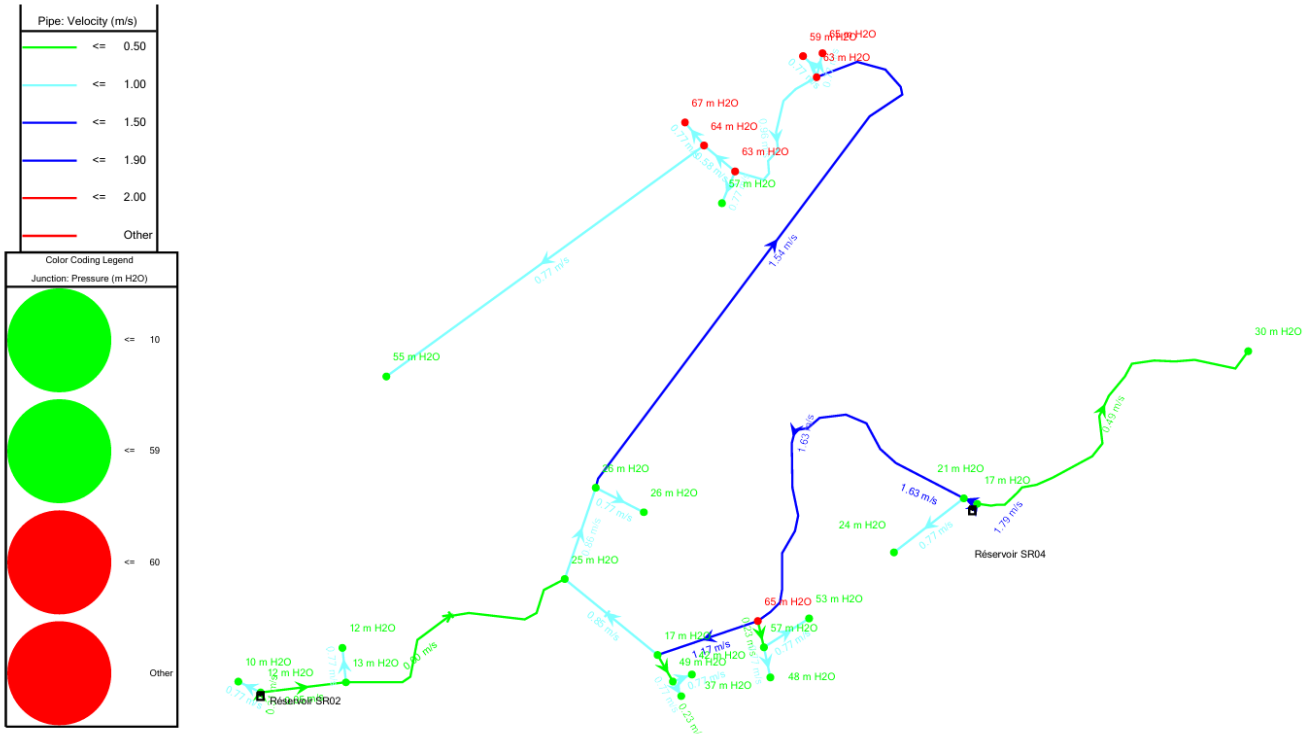


Tableau VI-12: Résultats de la simulation des conduites du réseau projeté partie Maâla.

Noeud de départ	Noeud d'arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge (m)
N-3	N-2	94	20	**PEHD**	0.24	0.77	1.41
N-3	N-26	54	20	**PEHD**	0.24	0.77	2.64
N-6	N-5	36	20	**PEHD**	0.24	0.77	0.53
N-6	N-7	29	20	**PEHD**	0.24	0.77	1.44
N-15	N-20	168	63	**PEHD**	2.42	0.86	2.79
N-17	N-18	25	63	**PEHD**	5.08	1.63	0.4
N-17	Réservoir SR04	14	63	**PEHD**	-5.57	1.79	0.88
N-17	N-16	633	25	**PEHD**	0.24	0.49	10.49
N-18	N-4	154	20	**PEHD**	0.24	0.77	7.59
N-18	N-25	717	63	**PEHD**	4.6	1.63	39.05
N-19	N-13	61	20	**PEHD**	0.24	0.77	2.98
N-19	N-15	491	63	**PEHD**	0	0	0
N-20	N-11	95	20	**PEHD**	0.24	0.77	4.65
N-20	N-21	1,058	40	**PEHD**	1.94	1.54	83.64
N-21	N-10	43	20	**PEHD**	0.24	0.77	2.13
N-21	N-1	45	20	**PEHD**	0.24	0.77	2.23
N-21	N-22	273	40	**PEHD**	1.21	0.96	9.05

Tableau VI-13: Suite des résultats de la simulation des conduites du réseau projeté partie Maâla.

Noeud de départ	Noeud d'arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge (m)
N-22	N-9	60	20	**PEHD**	0.24	0.77	2.96
N-22	N-23	71	40	**PEHD**	0.73	0.58	0.91
N-23	N-8	52	20	**PEHD**	0.24	0.77	2.57
N-23	N-12	687	20	**PEHD**	0.24	0.77	33.78
N-24	N-6	53	63	**PEHD**	0.73	0.23	0.08
N-24	N-15	210	63	**PEHD**	2.66	0.85	3.28
N-25	N-3	47	63	**PEHD**	0.73	0.23	0.07
N-25	N-24	185	63	**PEHD**	3.63	1.17	5.13
N-27	N-14	43	20	**PEHD**	0.24	0.77	2.13
N-27	N-19	150	110	**PEHD**	0.48	0.05	0.01
Réservoir SR02	N-27	6	63	**PEHD**	0.97	0.31	0.01

Remarque :

Pour assurer **le bon fonctionnement du réseau**, un **clapet anti-retour** a été placé **du côté du réservoir SR02**. Cet équipement permet **d'éviter que l'eau ne circule en sens inverse**, ce qui perturbe le réseau.

Tableau VI-14: Résultats de la simulation des nœuds du réseau projeté partie Maâla.

Noeud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
N-1	309.54	368.8	59
N-2	411.78	464.4	53
N-3	409.07	465.8	57
N-4	473.7	497.33	24
N-5	417.92	460.13	42
N-6	412.09	460.66	49
N-7	422.34	459.22	37
N-8	291.73	358.5	67
N-9	302.02	359.02	57
N-10	303.57	368.9	65
N-11	424.19	450.02	26
N-12	271.99	327.29	55
N-13	263.68	275.58	12
N-14	266.71	276.43	10
N-15	432.49	457.46	25
N-16	464.96	494.83	30
N-17	488.08	505.32	17
N-18	484.38	504.92	21
N-19	265.64	278.56	13
N-20	428.67	454.67	26
N-21	307.83	371.03	63
N-22	299.34	361.98	63
N-23	297.04	361.07	64
N-24	443.47	461	17
N-25	401.03	465.87	65
N-26	415.44	463.17	48
N-27	266.92	278.57	12

❖ *Iftissen :*

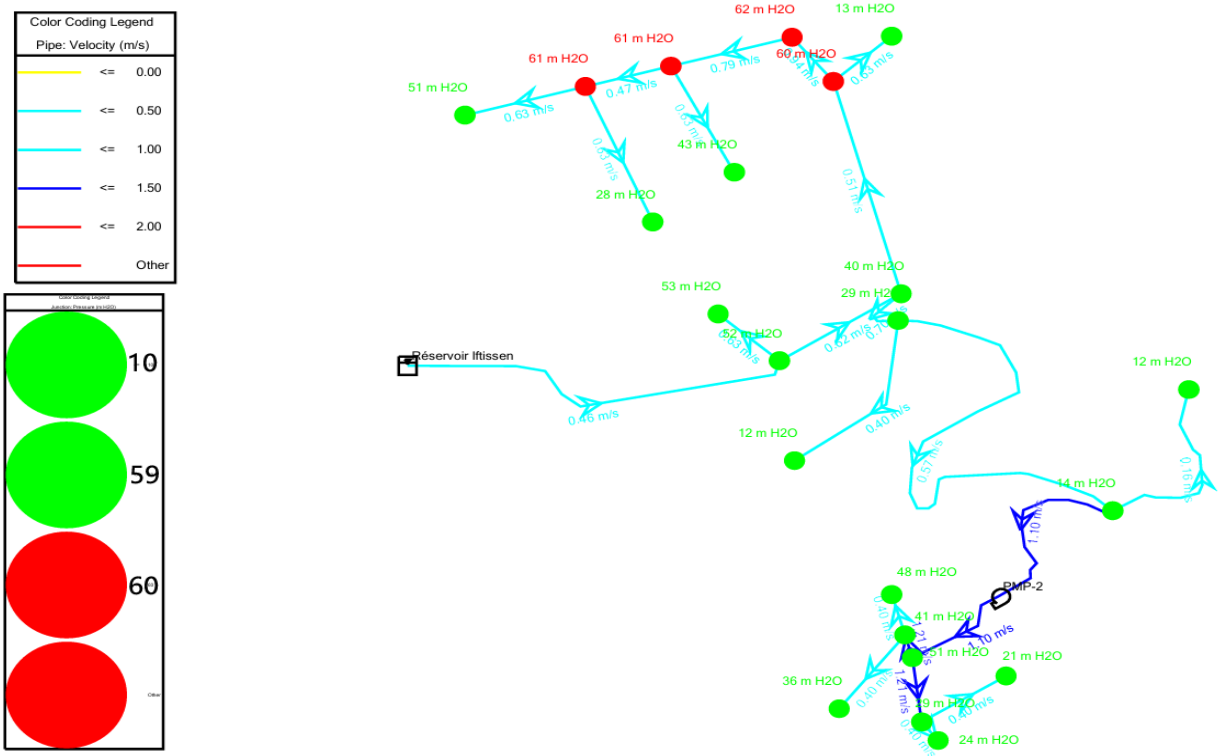


Tableau VI-15: Résultats de la simulation des conduites du réseau projeté partie Iftissen.

Conduite	Noeud de départ	Noeud d'arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge (m)
P-1	N-2	N-1	144	25	**PEHD**	0.2	0.4	2.66
P-2	N-2	N-3	65	25	**PEHD**	0.2	0.4	1.92
P-3	N-9	N-8	184	20	**PEHD**	0.2	0.63	10.08
P-4	N-9	N-11	120	40	**PEHD**	0.59	0.47	5.26
P-5	N-11	N-10	227	20	**PEHD**	0.2	0.63	12.44
P-6	N-11	N-12	169	20	**PEHD**	0.2	0.63	9.25
P-7	N-13	N-9	170	40	**PEHD**	0.99	0.79	5.05
P-8	N-14	N-7	110	20	**PEHD**	0.2	0.63	6.02
P-9	N-14	N-16	194	90	**PEHD**	3.95	0.62	1.11
P-10	N-16	N-22	339	63	**PEHD**	1.58	0.51	3.94
P-11	N-16	N-18	89	63	**PEHD**	2.17	0.7	1.54
P-12	N-17	N-5	294	40	**PEHD**	0.2	0.16	0.55
P-13	N-17	PMP-2	294	40	**PEHD**	1.38	1.1	15.98
P-14	N-18	N-17	796	63	**PEHD**	1.78	0.57	1.06
P-15	N-18	N-4	281	25	**PEHD**	0.2	0.4	5.19
P-16	N-19	N-2	37	25	**PEHD**	0.59	1.21	5.09
P-17	N-19	N-20	99	25	**PEHD**	0.59	1.21	14.05

Tableau VI-16: Suite des résultats de la simulation des conduites du réseau projeté partie Iftissen.

Conduite	Noeud de départ	Noeud d'arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge (m)
P-18	N-20	N-6	36	25	**PEHD**	0.2	0.4	0.67
P-19	N-20	N-21	134	25	**PEHD**	0.2	0.4	2.48
P-20	N-22	N-15	105	20	**PEHD**	0.2	0.63	38.58
P-21	N-22	N-13	88	40	**PEHD**	1.18	0.94	4.55
P-22	Réservoir Iftissen	N-14	551	110	**PEHD**	4.34	0.46	2.29
P-23	PMP-2	N-19	161	40	**PEHD**	1.38	1.1	8.72

Remarque :

Vu la **topographie de la zone**, on a dû **installer une pompe** pour garantir **des pressions suffisantes** aux points situés à une **altitude plus élevée que celle du réservoir**. Cette solution permet d'assurer **une alimentation correcte** dans les zones hautes du réseau.

Tableau VI-17: Résultats de la simulation des nœuds du réseau projeté partie Iftissen.

Noeud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
N-1	258.03	293.98	36
N-2	255.19	296.64	41
N-3	246.64	294.72	48
N-4	193.47	205.25	12
N-5	197	208.84	12
N-6	262.51	287.01	24
N-7	153.87	207.07	53
N-8	144.98	188.36	43
N-9	137.32	198.44	61
N-10	153.16	180.74	28
N-11	131.77	193.18	61
N-12	132.7	183.93	51
N-13	141.25	203.49	62
N-14	161.22	213.09	52
N-15	156.26	169.46	13
N-16	171.47	211.98	40
N-17	195.73	209.39	14
N-18	181.35	210.44	29
N-19	250.91	301.73	51
N-20	259.14	287.68	29
N-21	264.44	285.2	21
N-22	148.5	208.04	60

❖ *Azrou + Harrath :*

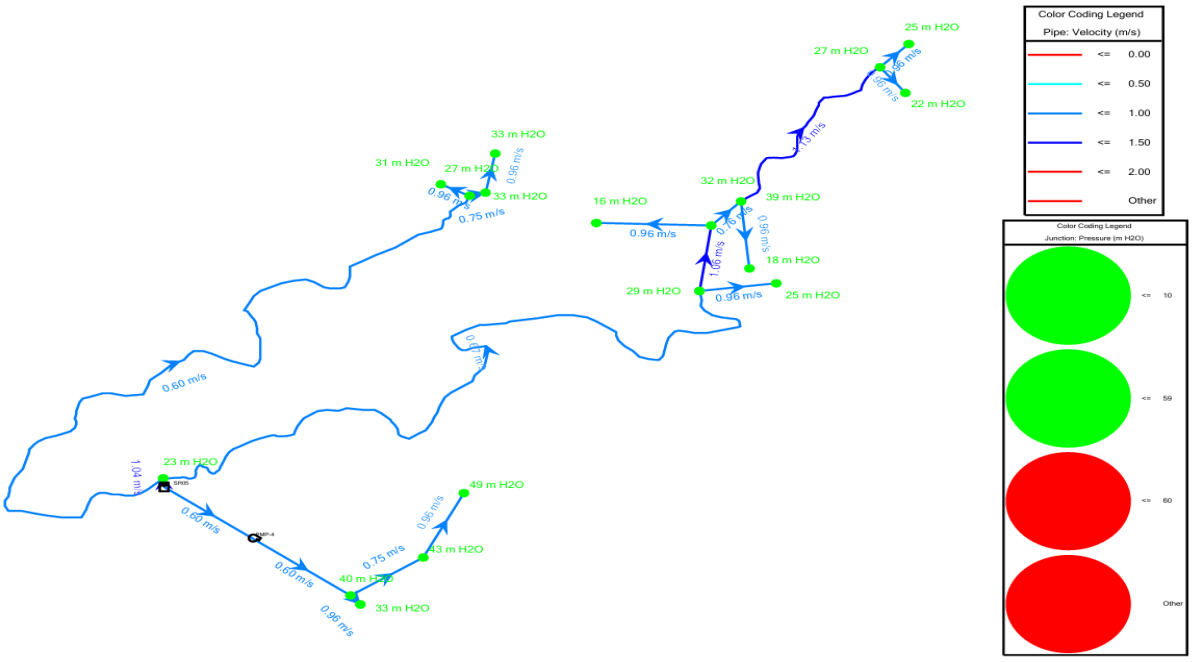


Tableau VI-18: Résultats de la simulation des conduites du réseau projeté partie Azrou + Harrath.

Noeud de départ	Noeud d'arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge (m)
N1	N16	147	25	**PEHD**	0.47	0.96	8.37
N2	N15	133	25	**PEHD**	0.47	0.96	7.56
N3	N18	71	25	**PEHD**	0.47	0.96	4.04
N4	N17	197	25	**PEHD**	0.47	0.96	11.22
N6	N5	157	25	**PEHD**	0.47	0.96	2.72
N9	N11	87	25	**PEHD**	0.47	0.96	4.94
N12	N10	55	25	**PEHD**	0.47	0.96	0.96
N12	N11	28	40	**PEHD**	0.94	0.75	0.18
N12	N13	1,629	63	**PEHD**	1.89	0.6	13.41
N13	N15	1,600	90	**PEHD**	4.24	0.67	10.41
N14	N6	150	40	**PEHD**	0.94	0.75	0.95
N14	N7	26	25	**PEHD**	0.47	0.96	1.48
N15	N17	144	63	**PEHD**	3.3	1.06	3.35
N16	N18	430	40	**PEHD**	1.41	1.13	19.01
N17	N16	73	63	**PEHD**	2.36	0.76	0.91
N18	N8	71	25	**PEHD**	0.47	0.96	4.03
PMP-4	N-14	207	63	**PEHD**	1.89	0.6	1.7
SR05	N-13	19	90	**PEHD**	6.6	1.04	0.28
SR05	PMP-4	191	63	**PEHD**	1.89	0.6	1.57

Remarque :

Vu la **topographie de la zone**, on a dû **installer une pompe** pour garantir **des pressions suffisantes** aux points situés à une **altitude plus élevée que celle du réservoir.**

Tableau VI-19: Résultats de la simulation des nœuds du réseau projeté partie Azrou + Harrath.

Noeud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
N-1	562.83	580.69	18
N-2	560.57	585.75	25
N-3	544.13	566.01	22
N-4	562.51	578.75	16
N-5	680.12	728.71	49
N-6	688.04	731.43	43
N-7	697.94	730.9	33
N-8	540.99	566.02	25
N-9	552.6	585.2	33
N-10	558.02	589.35	31
N-11	557.21	590.14	33
N-12	563.4	590.31	27
N-13	580.97	603.72	23
N-14	691.96	732.38	40
N-15	564.33	593.31	29
N-16	550.5	589.06	39
N-17	557.72	589.97	32
N-18	542.64	570.05	27

❖ *Zone éparse :*

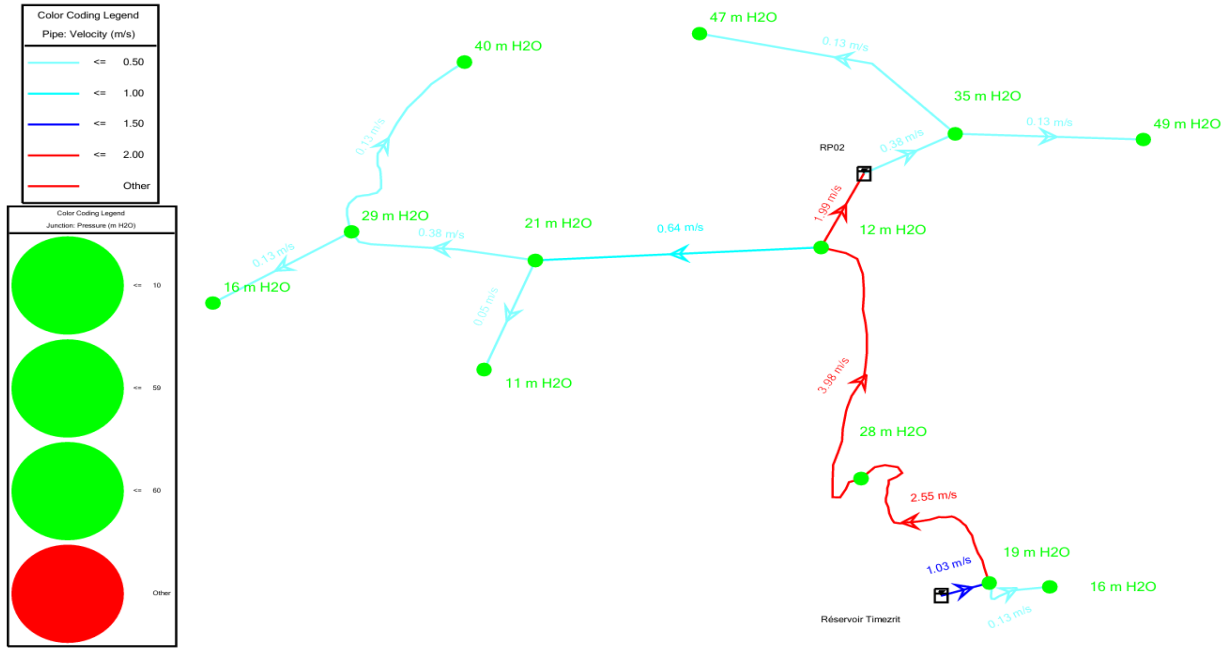


Tableau VI-20: Résultats de la simulation des conduites du réseau projeté partie Zone éparse.

Noeud de départ	Noeud d'arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge (m)
N-1	N-10	325	200	**PEHD**	80.13	2.55	19.73
N-3	N-9	167	63	**PEHD**	0.16	0.05	0.01
N-4	N-8	199	40	**PEHD**	0.16	0.13	0.16
N-8	N-5	309	40	**PEHD**	0.16	0.13	0.24
N-9	N-8	237	40	**PEHD**	0.48	0.38	1.43
N-10	Réservoir Timezrit	62	315	**PEHD**	80.45	1.03	0.21
N-10	N-2	99	40	**PEHD**	0.16	0.13	0.08
N-11	N-9	354	40	**PEHD**	0.8	0.64	5.5
N-11	N-1	444	160	**PEHD**	79.97	3.98	79.7
N-12	N-7	233	40	**PEHD**	0.16	0.13	0.18
N-12	RP02	126	40	**PEHD**	0.48	0.38	0.76
N-12	N-6	361	40	**PEHD**	0.16	0.13	0.28
RP02	N-11	117	225	**PEHD**	79	1.99	3.91

Remarque :

Dans **le tronçon qui relie le réservoir de Timezrit au réservoir à projeter n°02**, on a constaté que **la vitesse de l'eau dépasse les valeurs recommandées**, atteignant des niveaux supérieurs à **2 m/s**. Pour **corriger cela et assurer un bon fonctionnement du réseau**, on a donc prévu **l'installation d'un régulateur de vitesse** à ce niveau. Cela permet de **réduire la vitesse d'écoulement** et de **protéger les équipements** contre les effets d'une circulation trop rapide.

Tableau VI-21: Résultats de la simulation des nœuds du réseau projeté partie Zone éparse.

Noeud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
N-1	807.85	836.08	28
N-2	839.68	855.73	16
N-3	740.28	750.86	11
N-4	733.11	749.29	16
N-5	709.07	749.2	40
N-6	704.43	751.42	47
N-7	702.91	751.52	49
N-8	720.65	749.44	29
N-9	729.79	750.87	21
N-10	836.77	855.81	19
N-11	744.4	756.38	12
N-12	716.72	751.71	35

VI.9.2 Cas de Pointe + incendie :

Dans notre projet, le réseau de distribution est constitué en grande partie de conduites de petits diamètres, allant généralement de 20 mm à 63 mm. Seuls quelques tronçons utilisent des diamètres un peu plus grands, en fonction des besoins locaux. Lors de la simulation avec l'ajout du débit d'incendie (fixé à 17 L/s, comme prévu), on a remarqué que les vitesses d'écoulement augmentent fortement, dépassant souvent les limites recommandées. En parallèle, les pressions dans certains nœuds chutent brutalement, atteignant même des valeurs très basses comme –1400 mCE (ce qui correspond à –140 bars) dans les points les plus défavorables du réseau.

Cette situation est due au fait que les petits diamètres ne permettent pas de supporter une demande aussi élevée dans un temps court, comme c'est le cas lors d'un incendie. Cela provoque une forte perte de charge, une baisse de pression généralisée, et peut même entraîner une désorganisation du réseau dans les zones les plus sensibles.

Pour régler ce problème, **on peut installer des dispositifs réservés uniquement à la lutte contre l'incendie**, comme des surpresseurs, des bâches d'incendie ou des petits réservoirs d'incendie, qui se mettraient en marche uniquement en cas de besoin.

Cette solution peut être mise en place sans avoir à modifier le dimensionnement actuel du réseau, ce qui permet de garder la conception existante tout en assurant un bon fonctionnement en situation d'urgence.

VI.10 Récapitulation des résultats :

Pressions observées :

Les pressions simulées dans les différentes zones du réseau varient de **10 mCE à 67 mCE** :

- **MAALA** : 10 à 67 mCE
- **Chef-lieu** : 10 à 61 mCE
- **Iftissen** : 12 à 62 mCE
- **Azrou + Harrath** : 16 à 49 mCE
- **Zone éparse** : 11 à 49 mCE

Globalement, les pressions restent dans une plage acceptable pour l'alimentation en eau potable. Cependant, certaines valeurs minimales proches de 10 mCE peuvent nécessiter une attention particulière, surtout en période de forte consommation.

Vitesses dans les conduites

Les vitesses varient de **0 m/s à 4.37 m/s**, avec plusieurs cas sortant des plages recommandées (généralement entre 0.6 m/s et 2 m/s) :

- **MAALA** : 0 à 1.79 m/s
- **Chef-lieu** : 0.5 à 4.37 m/s
- **Iftissen** : 0.49 à 1.21 m/s
- **Azrou + Harrath** : 0.6 à 1.13 m/s
- **Zone éparse** : 0.05 à 3.98 m/s

Les vitesses **supérieures à 1.5 m/s**, observées notamment au **Chef-lieu** et en **zone éparse**, peuvent engendrer des pertes de charge importantes et une usure prématurée du réseau. Pour y remédier, des **régulateurs de vitesse** ont été proposés afin de limiter les surdébits et stabiliser les écoulements.

À l'inverse, les **vitesses faibles** (inférieures à 0.5 m/s), constatées à MAALA, Iftissen et en zone éparse, correspondent à des **tronçons morts** ou faiblement sollicités. Ces zones, bien que localisées, peuvent poser des problèmes de stagnation de l'eau, nécessitant un entretien régulier ou des purges périodiques.

Conclusion :

Le réseau fonctionne globalement de manière satisfaisante, avec des pressions bien réparties et une alimentation continue. Toutefois, quelques ajustements ponctuels sont nécessaires pour améliorer la régularité des vitesses et assurer une meilleure performance hydraulique. Ces solutions peuvent être mises en œuvre **sans modifier le dimensionnement du réseau**, ce qui garantit une optimisation à la fois technique et économique.

VI.11 Les accessoires dans un réseau d'AEP :

Introduction

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, les accessoires jouent un rôle fondamental dans le contrôle, la régulation, la protection et l'entretien de l'ensemble du système. Ils permettent d'assurer une distribution fiable, continue et de qualité, tout en facilitant les interventions en cas de dysfonctionnement ou de maintenance.

VI.11.1 Les types d'accessoires :

- *Vannes de sectionnement*

Les **vannes** (ou robinets-vannes) permettent d'interrompre ou d'autoriser l'écoulement de l'eau dans une portion du réseau. Elles sont utilisées pour :

- Isoler une section pour des travaux ou des réparations
- Contrôler le cheminement de l'eau
- Gérer les urgences (fuites, ruptures)

Types courants :

- Vanne à opercule
- Vanne papillon
- Vanne sphérique (robinet à boisseau)

- *Vannes de régulation*

Ces vannes permettent de **réguler la pression ou le débit** dans certaines sections du réseau:

- **PRV (Pressure Reducing Valve)** : réduit la pression dans les zones suralimentées
- **PSV (Pressure Sustaining Valve)** : maintient une pression minimale dans une zone amont

- **FCV (Flow Control Valve)** : contrôle un débit précis dans une conduite



Figure VI-8: Un modèle de PRV, utilisé pour maintenir une pression constante en aval.

(Source : Site Zurn.)

➢ *Purgeurs et ventouses*

- **Purgeurs** : permettent l'évacuation de l'eau en cas de vidange ou de surpression
- **Ventouses** : évacuent l'air emprisonné dans le réseau (lors du remplissage ou fonctionnement), ou en introduisent en cas de dépression

Types :

- Simple effet (évacuation d'air)
- Double effet (entrée et sortie d'air)

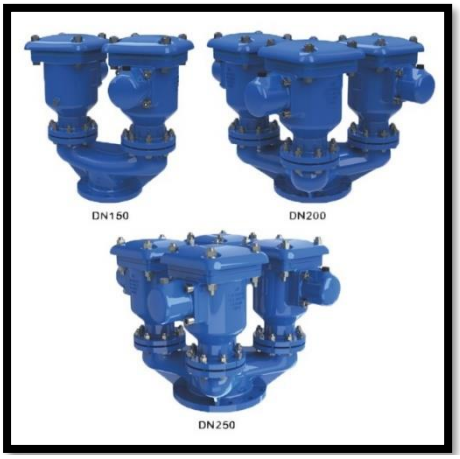


Figure VI-9: Image représentant ventouses à double orifice de la série AVK 851, conçues pour l'évacuation rapide de l'air lors du remplissage ou en fonctionnement normal.

(Source: AVK Vietnam / AVK international.)

- *Clapets anti-retours*

Évitent le **retour d'eau** dans le réseau, protégeant ainsi les installations contre les inversions de flux. Essentiels pour préserver la qualité de l'eau et éviter les contaminations.



Figure VI-10: Représentation d'un clapet anti-retour à battant.

(Source : Kimray – équipement professionnel de régulation.)

- *Dispositifs de vidange*

Installés aux points bas, les **points de vidange** servent à évacuer complètement l'eau lors des opérations de maintenance ou de mise hors service.

- *Chambres de visite et regards*

Les accessoires sont souvent installés dans des **chambres accessibles** permettant leur manipulation. Ces espaces doivent être dimensionnés pour garantir la sécurité et la facilité d'intervention.

VI.11.2 Les pièces spéciales de raccordement

Les pièces spéciales sont des éléments indispensables dans un réseau d'eau. Elles permettent de faire des raccordements, de changer de direction, de relier des tuyaux de diamètres différents, ou encore d'ajouter des équipements. Grâce à ces pièces, le réseau peut fonctionner correctement et être facilement installé et entretenu. Voici les principales pièces utilisées :

- *Les cônes*

Les cônes servent à raccorder deux conduites de diamètres différents. On les trouve souvent à l'entrée ou à la sortie des pompes. Il en existe deux types : les cônes avec deux emboîtements et ceux avec un emboîtement d'un côté et une bride de l'autre.

- *Les coudes*

Les coudes permettent de changer la direction des tuyaux. Ils peuvent être à deux emboîtements ou avoir un emboîtement et un bout lisse. Ils sont disponibles avec différents angles (90°, 45°, 22°30, 11°15). Pour éviter qu'ils ne bougent à cause de la pression de l'eau, on les fixe avec des massifs en béton appelés "massifs de butée".

- *Les manchons*

Les manchons sont utilisés pour raccorder des pièces comme les vannes ou certains joints. Il en existe plusieurs formes, selon le besoin.

- *Les tés*

Les tés ressemblent à la lettre "T". Ils permettent soit de prélever de l'eau dans une conduite, soit d'en ajouter. Ils sont très utilisés dans les réseaux ramifiés ou maillés. Ils peuvent avoir deux ou trois sorties, avec des brides ou non.

- *Les croix de jonction*

Ces pièces permettent de croiser deux conduites qui se coupent à angle droit. Les diamètres des tuyaux peuvent être différents. Certaines croix sont utilisées spécialement pour recevoir des bouches ou des poteaux d'incendie, en plus de leur fonction de jonction.

VI.11.3 Rôle fonctionnel des accessoires

Les accessoires assurent des fonctions cruciales :

- **Sécurité du réseau** : en cas de surpressions, fuites, ou chocs hydrauliques
- **Entretien et exploitation** : simplifient les opérations de maintenance
- **Optimisation hydraulique** : permettent d'ajuster la pression et le débit selon la topographie et la demande
- **Protection sanitaire** : évitent les contaminations grâce aux clapets

VI.11.4 Critères de choix

Le choix des accessoires dépend de plusieurs facteurs :

- Pression nominale du réseau
- Diamètre de la canalisation
- Position dans le réseau (amont, aval, point haut/bas)
- Conditions d'exploitation (fréquence de manipulation, accessibilité)

VI.12 Conclusion

Les accessoires d'un réseau AEP ne doivent pas être considérés comme des éléments secondaires. Ils assurent un fonctionnement fiable, sécurisé et flexible du système de distribution. Leur implantation judicieuse et leur entretien régulier sont indispensables pour garantir la qualité de service et la durabilité du réseau.

Chapitre VII: Pose de canalisation et protection contre le coup de bélier.

VII.1 Introduction :

La gestion d'un réseau d'alimentation en eau potable repose sur l'installation d'infrastructures telles que les canalisations, les vannes et divers équipements destinés à assurer une distribution fiable, continue et sécurisée. Elle concerne aussi bien le réseau de distribution que les conduites d'adduction reliant la source d'eau aux points de consommation. Cette gestion implique une planification rigoureuse, un entretien régulier, la réparation des fuites ainsi qu'une amélioration constante du réseau afin de garantir une eau de qualité, disponible en quantité suffisante. Ce chapitre se concentre sur les méthodes de pose des conduites selon les contraintes du site et les techniques de protection associées.

VII.2 Pose des canalisations :

VII.2.1 Principe général de pose

Les conduites sont le plus souvent installées dans des tranchées, sauf dans certains cas où une pose en surface est envisageable, à condition qu'elles soient bien fixées et protégées. Lorsqu'elles sont posées en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large pour permettre l'intervention des ouvriers, et son fond doit suivre le profil de pose de la conduite. Un élargissement est prévu au niveau des joints. L'épaisseur du remblai varie en fonction du climat : 1 mètre en région tempérée et jusqu'à 1,25 à 1,50 mètre en région froide. Des dispositifs doivent être intégrés au tracé pour permettre la vidange (points bas), l'évacuation d'air (points hauts), ainsi que des changements de pente réguliers tous les 200 à 400 mètres. Enfin, une distance minimale doit être respectée vis-à-vis des autres réseaux : 30 cm pour les câbles électriques, 60 cm pour les conduites de gaz.

VII.2.2 Type de pose adopté dans le projet

Le choix du mode de pose dépend généralement de la topographie du terrain, de l'aménagement des lieux et de la présence d'obstacles. Dans notre projet, le terrain présente une configuration classique, ce qui permet d'opter pour une pose en tranchée dite ordinaire.
Dans ce cas, la tranchée est creusée avec une largeur minimale de 60 cm et une profondeur d'au moins 80 cm. Le fond est recouvert d'un lit de sable nivelé de 15 à 20 cm. Avant la pose, les tuyaux sont triés pour éliminer ceux présentant des défauts (chocs, fissures). La descente dans la tranchée peut se faire manuellement ou à l'aide d'engins mécaniques. Les opérations de soudure des joints, si nécessaires, sont idéalement réalisées directement au fond de la tranchée. Une fois la canalisation en place, elle est stabilisée avec des cales en terre ou des madriers en bois. Le remblai est ensuite effectué en couches successives de terre fine, arrosée et compactée, jusqu'à 30 cm au-dessus de la conduite. Le remblai final est réalisé avec du tout-venant.

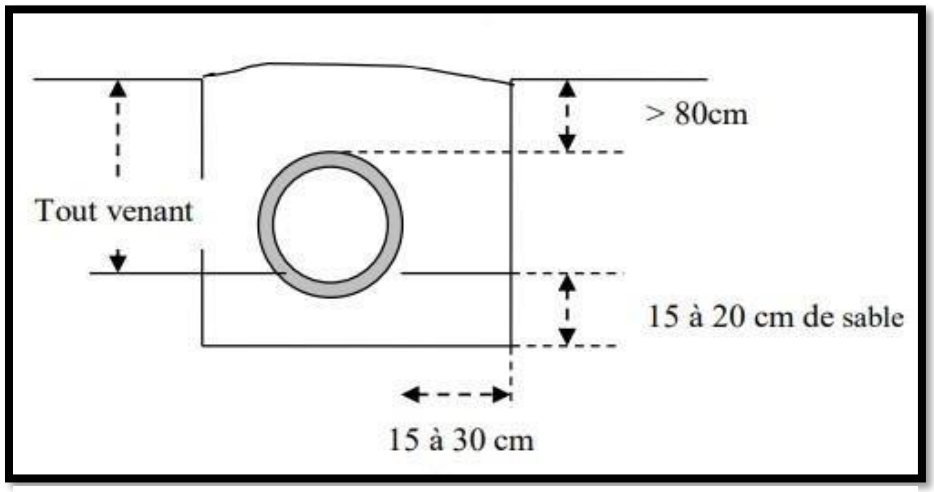


Figure VII-1: Pose de canalisation ordinaire.

(Source : SALAH (2014), Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations)

VII.2.3 Stabilisation des conduites

Dans un réseau d'adduction d'eau potable, les conduites sont constituées d'éléments tubulaires assemblés par des joints. Lorsque les conduites sont posées dans des zones de changement de direction (coudes), de réduction de diamètre (cônes), d'intersection (tés, croix) ou aux extrémités, elles subissent des efforts dus à la pression interne de l'eau. Ces efforts peuvent provoquer un déboîtement ou un déplacement des éléments, surtout lorsque les joints ne sont ni soudés ni boulonnés.

Pour pallier ce risque, on installe des **massifs de butée**, aussi appelés blocs d'ancrage. Il s'agit de structures en béton ou en maçonnerie coulées autour de la conduite ou contre une pièce spéciale, qui servent à répartir les forces de poussée dans le sol et à empêcher tout mouvement. Le dimensionnement de ces butées dépend :

- De la pression de service dans la canalisation,
- Du diamètre de la conduite,
- De la nature du sol environnant,
- Et de l'angle du changement de direction.

Même lorsque des conduites PEHD sont assemblées par soudure bout-à-bout ou électrofusion (techniques assurant une grande étanchéité), il est parfois nécessaire d'utiliser ces dispositifs, notamment dans les cas où :

- Les conduites sont soumises à des variations de pression importantes (transitoires hydrauliques),
- La topographie impose des contraintes mécaniques supplémentaires,
- Ou en cas de mise en œuvre de pièces spéciales (raccords, accessoires).

Ces dispositifs de stabilisation garantissent la sécurité, la durabilité et la fiabilité du réseau, en évitant les mouvements indésirables, les fuites ou les ruptures localisées.

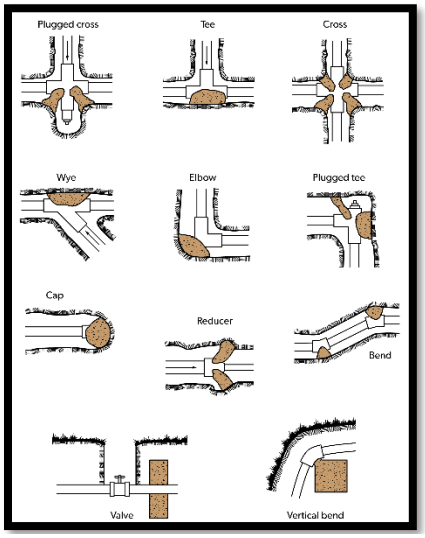


Figure VII-2: l'emplacement des blocs de butée autour de coudes et tés, en plan.

(Source: BC campus Open Publishing)

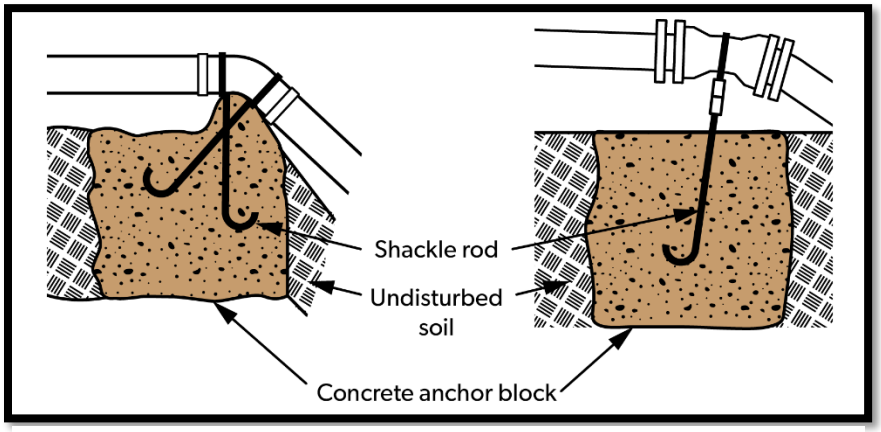


Figure VII-3: Un bloc positionné en coupe transversale, appuyé contre un coude.

(Source : pe.mcwane.com)

VII.3 Protection contre le coup de bélier :

VII.3.1 Définition :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire qui se manifeste par des variations brusques de pression et de vitesse dans un réseau de conduites, à la différence du régime permanent où les conditions restent stables. Ces variations génèrent des ondes de pression qui se propagent dans le réseau jusqu'à leur atténuation, entraînant l'établissement d'un nouveau régime permanent. Lors du dimensionnement, notamment pour les conduites en refoulement, il est impératif de s'assurer que les pressions transitoires (Pt) n'excèdent pas la pression de service admissible (Ps). Si Pt ≤ Ps, aucune mesure corrective n'est nécessaire. En revanche, si Pt > Ps, il devient indispensable de recourir à des solutions de protection, parmi lesquelles :

- Augmenter la classe de pression des conduites pour supporter des surpressions plus élevées ;
- Installer des dispositifs spécifiques pour amortir les variations de pression.

VII.3.2 Causes du coup de bélier :

Ce phénomène peut résulter de plusieurs situations :

- La fermeture ou l'ouverture rapide d'une vanne dans une conduite en charge ;
- L'arrêt ou le démarrage brutal d'une pompe ;
- Une variation rapide de la vitesse de rotation d'une pompe ou d'une turbine ;
- Une coupure d'alimentation électrique au niveau d'une station de pompage ;
- La cavitation suivie de l'implosion de bulles d'air ;
- Les vibrations mécaniques des systèmes de régulation.

VII.3.3 Risques et dommages potentiels :

Le coup de bélier peut avoir des conséquences sévères sur les installations hydrauliques :

- Rupture des conduites ou des équipements (coudes, raccords, etc.) ;
- Inversion du sens d'écoulement, surtout en absence de clapet anti-retour, pouvant endommager les pompes ;
- Érosion des parois internes des canalisations ;
- Détérioration des joints, générant des fuites ;
- Vibrations et nuisances sonores ;
- Augmentation des besoins en maintenance et en réparations.

VII.3.4 Dispositifs de protection contre le coup de bélier

Pour atténuer les effets du coup de bélier, différents dispositifs peuvent être installés dans le réseau :

- **Volant d'inertie** : dispositif mécanique qui emmagasine de l'énergie cinétique en rotation, ce qui permet de prolonger le mouvement après l'arrêt brutal d'un moteur. Il stabilise la pression en réduisant les dépressions liées à une variation brusque de vitesse.
- **Soupape de décharge** : permet d'évacuer le fluide lorsque la pression dépasse une valeur limite, évitant ainsi les surpressions en aval. Toutefois, elle ne protège pas contre les dépressions. De plus, le ressort peut se fatiguer avec le temps, diminuant son efficacité.
- **Ventouses** : elles permettent d'évacuer l'air emprisonné dans les conduites lors du remplissage ou d'en admettre en cas de vidange ou de cavitation, limitant ainsi les surpressions et dépressions localisées.
- **Réservoir d'air (réservoir anti-bélier)** : installé en aval du clapet anti-retour d'une station de pompage, ce dispositif amortit les variations de pression grâce à un mélange air-eau sous pression. Il absorbe les chocs hydrauliques, stabilise le débit et protège les équipements.

VII.3.5 Étude du coup de bélier

L'étude vise à identifier les points critiques du réseau soumis à des surpressions ou dépressions importantes, en particulier le long des conduites de refoulement. L'objectif est de s'assurer que ces variations de pression restent dans les limites admises par la conduite, sans excéder la pression de service maximale.

- *Évaluation de la célérité*

La vitesse de propagation de l'onde de pression dépend de plusieurs paramètres :

- Propriétés du fluide (densité, compressibilité) ;
- Caractéristiques mécaniques de la conduite (module d'élasticité, épaisseur, diamètre) ;
- Type de matériau utilisé (dans notre cas : PEHD) ;
- Conditions du sol environnant (nature, rigidité).

Des formules spécifiques permettent d'estimer la célérité dans les conduites sous pression, afin de prédire avec précision l'amplitude des ondes de pression générées par un changement brusque du régime hydraulique.

La formule suivante permet de connaître la vitesse à laquelle l'onde de pression se propage dans la conduite (appelée célérité) :

$$C = \frac{\sqrt{K / \rho}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}}}$$

Avec:

- **C** : la célérité de l'onde (en m/s)
- **D** : diamètre intérieur de la conduite (en m)
- **e** : épaisseur de la conduite (en m)
- **ρ** : masse volumique de l'eau = 1000 kg/m³
- **K** : module de compressibilité de l'eau = 2,07 × 10⁹ Pa
- **E** : module d'élasticité du matériau de la conduite (PEHD) = 1,2 × 10⁹ Pa

Selon la formule de Mr B. Salah, la célérité de l'onde de coup de bélier (**C**) peut être calculée en tenant compte de l'effet du sol sur la conduite :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{Ke}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{Ke \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{[(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)]}}}$$

Avec:

- **C** : la célérité de l'onde (en m/s)
- **K** : coefficient d'élasticité de l'eau (Pa)
- **ρ**: masse volumique de l'eau (kg/m³)
- **a** : rayon intérieur de la conduite (m)
- **v**: coefficient de Poisson de l'eau
- **v2**: le carré du coefficient de Poisson
- **vs**: coefficient de Poisson du sol
- **vm**: coefficient de Poisson du matériau de la conduite
- **Es** : module d'élasticité du sol (Pa)
- **Em** : module d'élasticité du matériau de la conduite (Pa)

- **em** : épaisseur de la conduite (m)
- **m** : coefficient lié au type de pose et aux conditions du terrain

Tableau VII-1: Calcul de la célérité d'onde des différentes conduites d'adduction.

Tronçon	K (Pa) (×10^9)	P(Kg/m3)	a (m)	υ_m	υ_s	E_s (Pa) (×108)	E_m (Pa) (×109)	e_m (m)	C (m/s)
SR02-SR03	2.07	1000	0.158	0.5	0.3	2	1.2	0.0286	501.180957
SR03-SR04	2.07	1000	0.08	0.5	0.3	2	1.2	0.0146	503.44368
SR04-SR05	2.07	1000	0.08	0.5	0.4	2	1.2	0.0146	503.44368
SR05-SR06	2.07	1000	0.055	0.5	0.4	2	1.2	0.01	506.656722
SR06-SR02	2.07	1000	0.055	0.5	0.4	2	1.2	0.01	506.656722

➢ *Calcul de la valeur du coup de bélier :*

Pour calculer la valeur maximale du coup de bélier, il faut distinguer deux cas. On parle de **fermeture rapide** quand le temps nécessaire pour arrêter l'écoulement est **inférieur ou égal à 2L/C**, c'est-à-dire le temps que met l'onde de pression à faire un aller-retour dans la conduite.

Dans ce cas, la valeur du coup de bélier se calcule avec la formule suivante :

$$b = \frac{C.V0}{g}$$

Avec:

- b: valeur du coup de bélier (en mètres de colonne d'eau)
- C : célérité de l'onde (en m/s)
- V_0 : vitesse de l'eau dans la conduite avant la fermeture (en m/s)
- g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)

Tableau VII-2: Valeurs du coup de bélier.

Tronçon	V0	C	b
SR02-SR03	0.51	501.18	25.84
SR03-SR04	1.09	503.44	56.01
SR04-SR05	1.02	503.44	52.48
SR05-SR06	1.04	506.66	53.75
SR06-SR02	0.66	506.66	34.28

- *Calcul des valeurs de surpression et de dépression dans les conduites :*

Les formules suivantes permettent de connaître la pression la plus élevée (en cas de surpression) et la plus basse (en cas de dépression) qu'on peut atteindre dans la conduite à cause du coup de bélier :

- *Cas de surpression :*

$$\boldsymbol{Hs = Hg + b}$$

- Hs: pression maximale (en mètres de colonne d'eau)
- Hg: hauteur géométrique (en mètres)
- b: valeur du coup de bélier (en mètres)

- *Cas de dépression :*

$$\boldsymbol{Hd = Hg - b}$$

- Hd : pression minimale (en mètres de colonne d'eau)
- Hg : hauteur géométrique (en mètres)
- b : valeur du coup de bélier (en mètres)

Tableau VII-3: Pression maximale et dépression de chaque tronçon.

Tronçon	Hg (m)	b (m)	Hs (m)	Hd (m)
SR02-SR03	84.93	25.83682212	110.77	59.09
SR03-SR04	130.15	56.00934994	186.16	74.14
SR04-SR05	96.74	52.48339555	149.22	44.26
SR05-SR06	202.8	53.75444003	256.55	149.05
SR06-SR02	69.12	34.2782529	103.40	34.84

- Les tronçons concernés par la protection contre le coup de bélier sont : **(SR03-SR04)** et **(SR05-SR06)**.

VII.3.6 Protection des conduites contre le coup de bélier :

Pour éviter les dégâts causés par le coup de bélier dans notre réseau, nous avons choisi d'utiliser un réservoir d'air. C'est une des solutions les plus efficaces pour protéger les conduites quand la pression change brusquement.

VII.3.7 Calcul du volume du réservoir d'air

Quand on fait le calcul, on suppose que l'eau est incompressible et que la conduite ne se déforme pas. Cela permet de simplifier la formule. Le volume d'air contenu dans le réservoir, appelé $\mathbf{U_0}$, est calculé selon une méthode proposée par **Vibert**. Ce volume dépend de plusieurs éléments, notamment la pression normale dans le réseau, qu'on note $\mathbf{Z_0}$.

$$\boldsymbol{Z0 = Hg + 10}$$

- Z0 : pression normale dans la conduite (en mètres de colonne d'eau)
- Hg : hauteur géométrique (m)
- 10 : correspond à la pression atmosphérique (environ 1 bar)

Pendant un coup de bélier, la pression varie :

- **Zmin** est la pression la plus basse (en cas de dépression)
- **Zmax** est la pression la plus haute (en cas de surpression)

Pour tenir compte de cette variation, la charge maximale est calculée comme :

$$\boldsymbol{Z = Hg + \frac{C.V0}{g}}$$

Puis :

$$Zmax = Z0 + \frac{C.V0}{g}$$

- C : célérité de l'onde (m/s)
- V0 : vitesse de l'eau dans la conduite (m/s)
- g : gravité (9,81 m/s²)

Ensuite, par projection on calcule le volume d'air nécessaire avec :

$$U0 = \frac{U0}{L.S} \; x \; L.S$$

- L : longueur de la conduite (m)
- S : section intérieure de la conduite (m²)
- LS : volume total de la conduite (L × S)

La hauteur équivalente à la vitesse est donnée par :

$$h = \frac{V2}{2g}$$

Enfin, pour la sécurité du réseau, on prévoit un volume d'air plus grand :

$$Umax = \frac{U0}{\frac{Zmin}{Z0}} \quad \text{Et} \quad Umaj = 1.3 * Umax$$

Umaj : volume du réservoir d'air majoré, pour plus de sécurité.

Tableau VII-4: Dimensionnement des réservoirs anti-bélier.

Tronçon	Z0 (m)	b (m)	Zmax (m)	h0 (m)	h0/Z0	Zmax/Z0	U0/L.S	Zmin/Z0	U0 (m3)	Umax (m3)	Umaj (m3)	Vn (l)
SR03-SR04	140.15	56.01	196.16	0.06	0.00043	1.40	0.01	0.74	1.07	1.44	1.87	2000
SR05-SR06	212.80	53.75	266.55	0.06	0.00026	1.25	0.01	0.81	1.28	1.58	2.06	2000

VII.4 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons expliqué les différentes méthodes de pose des conduites selon les contraintes du terrain et les obstacles rencontrés. Nous avons aussi étudié le régime transitoire en présentant le phénomène du coup de bélier et ses effets sur le réseau.
Pour assurer la sécurité et le bon fonctionnement du système, plusieurs solutions ont été proposées, notamment l'installation de réservoirs d'air. Ces dispositifs permettent de limiter les surpressions et les dépressions dans les conduites de refoulement. Leur dimensionnement a été réalisé à l'aide de la méthode de Vibert.

Enfin, la mise en œuvre de ces solutions nécessite le recours à une main-d'œuvre qualifiée et à une bonne organisation du chantier, afin de garantir la réussite du projet.

Chapitre VIII: Devis quantitatif et estimatif.

VIII.1 Introduction

Afin d'assurer la bonne réalisation du projet dans les meilleures conditions, il est indispensable de planifier et de coordonner la mobilisation des ressources nécessaires. Cette organisation permet de garantir l'exécution des travaux dans des délais réduits et correspond à ce que l'on appelle **l'organisation du chantier**.

VIII.2 Pose des canalisations

VIII.2.1 Décapage de la couche végétale

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, il est nécessaire d'effectuer un décapage de la couche de terre végétale sur une faible profondeur.

Le volume de cette couche est calculé selon la formule suivante :

$$\boldsymbol{Vdc = b \times L \times e}$$

Avec:

- **L** : longueur totale des tranchées ;
- **b** : largeur de la bande de terrain à décaper ;
- **e** : épaisseur de la couche végétale (prise à 0,20 m).

VIII.2.2 Réalisation des fouilles

Après le décapage, les tranchées sont creusées en fonction de la nature du sol et du diamètre des conduites, tout en respectant les normes de profondeur et de largeur.

- La **largeur** de la tranchée est donnée par :

$$\boldsymbol{b = D + (2 \times 0,15)}$$

Où **D** représente le diamètre extérieur de la conduite (m).

- La **profondeur** de la tranchée est donnée par :

$$\boldsymbol{Htr = D + H1 + H2}$$

avec:

- $\boldsymbol{H_1}$: épaisseur du lit de pose, fixée à 0,15 m ;
- $\boldsymbol{H_2}$: distance verticale entre la génératrice de la conduite et la surface du sol.

Le volume de la tranchée se calcule par :

$$\boldsymbol{Vd = b \times L \times Htr}$$

VIII.2.3 Pose du lit de sable

Un lit de sable est mis en place au fond de la tranchée pour assurer une assise stable des conduites.
Le volume de sable nécessaire est déterminé par la formule :

$$Vsable = b \times L \times H1$$

VIII.2.4 Volume du remblai

Le remblai correspond au matériau utilisé pour combler l'espace restant dans la tranchée après la pose de la conduite et du lit de sable.

Son volume est déterminé par la formule :

$$Vr = Vd - Vc - Vsable$$

Avec:

- **Vd** : volume total de la tranchée ;
- **Vc** : volume de la conduite ;
- **Vsable** : volume du lit de sable.

Le volume de la conduite se calcule comme suit :

$$Vc = \frac{\pi \times D2}{4} \times L$$

Où :

- **D** : diamètre extérieur de la conduite (m) ;
- **L** : longueur totale de la conduite (m).

VIII.2.5 Grillage avertisseur

Un **grillage avertisseur** est posé à 30 cm au-dessus des canalisations. Il s'agit d'une bande de signalisation en plastique, de couleur bleue, qui permet d'indiquer la présence des conduites lors de futurs travaux de terrassement.

VII.2.6. Choix des engins

Pour l'exécution des différentes opérations (décapage, fouilles, pose et remblai), l'utilisation d'engins mécaniques adaptés est indispensable.
Ce choix permet de réduire les délais d'exécution et les coûts liés au terrassement.
Les principaux engins prévus pour cette phase sont :

- **La pelle hydraulique** : pour le creusement des tranchées ;
- **Le bulldozer** : pour le décapage et le déplacement de matériaux ;
- **Le chargeur** : pour le chargement et le transport des déblais ;
- **Le compacteur** : pour le tassement du remblai.

- Les calculs des différents volumes représenter dans les tableaux suivent :

Tableau VIII-1: Volume de décapage.

Distribution								
Dn	**D (m)**	**Din**	**L**	**Hmin**	**e**	**Htr**	**B**	**Vdéc**
20	0.02	20	4518	1	0.15	1.17	0.32	1445.76
25	0.025	25	3760	1	0.15	1.175	0.325	1222
40	0.04	40	5728	1	0.15	1.19	0.34	1947.52
60	0.06	60	966	1	0.15	1.21	0.36	347.76
63	0.063	63	4,667	1	0.15	1.213	0.363	1694.12
90	0.09	90	2,651	1	0.15	1.24	0.39	1033.89
110	0.11	110	1693	1	0.2	1.31	0.51	863.43
160	0.16	160	1541	1	0.2	1.36	0.56	862.96
200	0.2	200	4124	1	0.2	1.4	0.6	2474.4
225	0.225	225	254	1	0.15	1.375	0.525	133.35
300	0.3	300	62	1	0.15	1.45	0.6	37.2
Adduction								
315	0.315	315	615	1	0.15	1.465	0.615	378.225
160	0.16	160.00	2170.00	1	0.15	1.31	0.46	998.2
110	0.11	110.00	2125.00	1	0.15	1.26	0.41	871.25

Tableau VIII-2: Volume de déblai.

Distribution								
Dn	**D (m)**	**Din**	**L**	**Hmin**	**e**	**Htr**	**B**	**Vdéblais**
20	0.02	20	4518	1	0.15	1.17	0.32	1691.54
25	0.025	25	3760	1	0.15	1.175	0.325	1435.85
40	0.04	40	5728	1	0.15	1.19	0.34	2317.55
60	0.06	60	966	1	0.15	1.21	0.36	420.79
63	0.063	63	4,667	1	0.15	1.213	0.363	2054.97
90	0.09	90	2,651	1	0.15	1.24	0.39	1282.02
110	0.11	110	1693	1	0.2	1.31	0.51	1131.09
160	0.16	160	1541	1	0.2	1.36	0.56	1173.63
200	0.2	200	4124	1	0.2	1.4	0.6	3464.16
225	0.225	225	254	1	0.15	1.375	0.525	183.356
300	0.3	300	62	1	0.15	1.45	0.6	53.94
Adduction								
315	0.315	315	615	1	0.15	1.465	0.615	554.1
160	0.16	160.00	2170.00	1	0.15	1.31	0.46	1307.64
110	0.11	110.00	2125.00	1	0.15	1.26	0.41	1097.78

Tableau VIII-3 : Volume de lit de sable.

Distribution								
Dn	**D (m)**	**Din**	**L**	**Hmin**	**e**	**Htr**	**B**	**Vls**
20	0.02	20	4518	1	0.15	1.17	0.32	216.864
25	0.025	25	3760	1	0.15	1.175	0.325	183.3
40	0.04	40	5728	1	0.15	1.19	0.34	292.128
60	0.06	60	966	1	0.15	1.21	0.36	52.164
63	0.063	63	4,667	1	0.15	1.213	0.363	254.118
90	0.09	90	2,651	1	0.15	1.24	0.39	155.084
110	0.11	110	1693	1	0.2	1.31	0.51	172.686
160	0.16	160	1541	1	0.2	1.36	0.56	172.592
200	0.2	200	4124	1	0.2	1.4	0.6	494.88
225	0.225	225	254	1	0.15	1.375	0.525	20.0025
300	0.3	300	62	1	0.15	1.45	0.6	5.58
Adduction								
315	0.315	315	615	1	0.15	1.465	0.615	56.7338
160	0.16	160.00	2170.00	1	0.15	1.31	0.46	149.73
110	0.11	110.00	2125.00	1	0.15	1.26	0.41	130.688

Tableau VIII-4 : Volume du remblai.

Distribution								
Dn	**D (m)**	**Din**	**L**	**Hmin**	**e**	**Htr**	**B**	**Vr**
20	0.02	20	4518	1	0.15	1.17	0.32	1473.26
25	0.025	25	3760	1	0.15	1.175	0.325	1250.71
40	0.04	40	5728	1	0.15	1.19	0.34	2018.23
60	0.06	60	966	1	0.15	1.21	0.36	365.896
63	0.063	63	4,667	1	0.15	1.213	0.363	1786.31
90	0.09	90	2,651	1	0.15	1.24	0.39	1110.08
110	0.11	110	1693	1	0.2	1.31	0.51	942.326
160	0.16	160	1541	1	0.2	1.36	0.56	970.066
200	0.2	200	4124	1	0.2	1.4	0.6	2839.79
225	0.225	225	254	1	0.15	1.375	0.525	153.26
300	0.3	300	62	1	0.15	1.45	0.6	43.9797
Adduction								
315	0.315	315	615	1	0.15	1.465	0.615	449.463
160	0.16	160.00	2170.00	1	0.15	1.31	0.46	1114.3
110	0.11	110.00	2125.00	1	0.15	1.26	0.41	946.903

VIII.3 Devis estimatif :

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Décapage	m^3	14310.066	300.000	4293019.8
Déblais en terrains	m^3	18168.41175	2000	36336823.5
Mise en place du lit de sable fin	m^3	2356.5494	80	188523.952
Remblaiement de la tranchée	m^3	15464.56457	50.000	773228.2286
Conduites de PN 10				
DN 20	ml	4518	183.87	830724.66
DN 25	ml	3760	253.96	954889.6
DN 40	ml	5728	312.47	1789828.16
DN 60	ml	966	512.47	495046.02
DN 63	ml	4,667	612.64	2859190.88
DN 90	ml	2,651	987.04	2616643.04
DN 110	ml	1693	1203.66	2037796.38
DN 160	ml	1541	1,260	1941660
DN 200	ml	4124	1,900	7835600
DN 225	ml	254	3,050	774700
DN 300	ml	62	4,850	300700
Conduites de PN 16				
DN 315	ml	615	5010	3081150
DN 160	ml	2170.00	1,260	2734200
DN 110	ml	2125.00	1203.66	2557777.5
Réservoirs à projeté				
50 m3	m^3	1	6500000	6500000
100 m3	m^3	1	11600000	11600000
Total	**TOTAL HT**			90501501.72
	TVA (19%)			17195285.33
	TOTAL TTC			107696787

- Le cout total de notre projet est donc de : **Cent sept millions six cent quatre-vingt-seize mille sept cent quatre-vingt-sept dinars algériens.**

VIII.4 Conclusion :

L'organisation du chantier représente une étape clé pour la réussite de tout projet de construction.
Une planification soignée, accompagnée d'une estimation précise des différents volumes de travaux (décapage, déblais, pose du lit de sable, remblais), est indispensable pour gérer efficacement les ressources humaines et matérielles et pour garantir la justesse du devis global. Une bonne organisation permet ainsi de réduire les retards, de maîtriser les coûts et d'assurer la qualité de l'exécution des travaux.

Conclusion générale :

Ce mémoire de fin d'études a porté sur l'**étude et le diagnostic du système d'alimentation en eau potable (AEP) de la commune de Sidi Ayad**, dans la wilaya de Béjaïa. Face à un réseau vieillissant, sous-dimensionné et fortement dégradé, cette recherche a visé à proposer des solutions techniques durables pour améliorer la desserte en eau potable de l'ensemble des villages de la commune.

L'étude a débuté par une **analyse approfondie du contexte local** – géographique, démographique et climatique – afin de cerner les spécificités et contraintes du territoire. Il en ressort que la commune, de caractère rural et au relief accidenté, présente une croissance démographique modérée mais constante, exigeant une planification rigoureuse des infrastructures.

Le **diagnostic détaillé du système existant** a mis en lumière plusieurs dysfonctionnements majeurs : fuites importantes, corrosion des conduites, équipements électromécaniques inadaptés, capacités de stockage insuffisantes par endroits, et absence de dispositifs de protection contre les coups de bélier. Ces anomalies expliquent les difficultés récurrentes d'approvisionnement et la faible performance hydraulique du réseau.

Sur la base de ce constat, une **estimation prospective des besoins en eau** a été réalisée jusqu'à l'horizon 2055, prenant en compte l'évolution démographique et les dotations en eau. Les calculs ont permis de dimensionner les ouvrages et les conduites en adéquation avec la demande future.

L'**étude hydraulique**, appuyée par des simulations sous **WaterCAD**, a permis de modéliser et d'optimiser le réseau proposé. Plusieurs variantes de tracé ont été comparées, aboutissant au choix d'une solution équilibrée entre performance technique et viabilité économique. L'utilisation de conduites en **PEHD** a été retenue pour leur flexibilité, résistance et durabilité.

Par ailleurs, la **protection contre les coups de bélier** a fait l'objet d'une attention particulière, avec le dimensionnement de réservoirs anti-bélier pour garantir la sécurité et la longévité des installations. Des recommandations ont également été formulées pour la réhabilitation des ouvrages existants et la pose des canalisations.

Enfin, ce travail a souligné l'importance d'une **gestion intégrée et durable** du système d'AEP, incluant la formation du personnel, la maintenance préventive et le suivi régulier des performances.

En somme, ce mémoire propose un **schéma directeur modernisé et fonctionnel** pour l'AEP de Sidi Ayad, capable de répondre aux besoins actuels et futurs de la population, tout en assurant une exploitation fiable, économique et respectueuse des ressources. Les solutions techniques avancées, couplées à une approche de gestion proactive, contribueront significativement à l'amélioration des conditions de vie des habitants et au développement socio-économique de la commune.

Références bibliographiques

[1] APC (Assemblée Populaire Communale) de Sidi Ayad. (2025). Données techniques et démographiques de la commune de Sidi Ayad. Wilaya de Béjaïa, Algérie.

[2] Kimray. (s.d.). AEP (Alimentation en Eau Potable) : Principes et équipements.

[3] Salah, B. (2014). Alimentation en eau potable des agglomérations. Éditions universitaires.

[4] AVK International. (s.d.). *AVK Double orifice air relief valve, PN10/16.

[5] Bezzina, D. (2021). Diagnostic et réhabilitation du système d'AEP de la commune de Sidi Aich (Wilaya de Béjaïa) [Mémoire de fin d'études]. ENSH, Algérie.

[6] Ighil Hanout, S. (2024). Étude d'alimentation en eau potable des deux villages (Allaghen et Tasserguent) de la commune de Tazmalt (Wilaya de Béjaïa) [Mémoire de fin d'études]. ENSH, Algérie.

[7] Dupont, A. (1979). Hydraulique urbaine (Tome II). Éditions Eyrolles.

[8] Institut de Technologie Appliquée. (2023). Learning Task 3 : Water supply systems.

ANNEXES

Fiche technique de la pompe de la station SR02.

caprari
Modena - Italy

COMPANY WITH QUALITY SYSTEM CERTIFIED BY DNV ISO 9001

PM 125/ 4 B

Requested data

Flow	39.4 l/s
Head	85.3 m
Fluid	Drinking water
Temperature	290 K
Pumpe type	Single head pump
No. of pumps	1

Operating pump data

Flow	39.4 l/s
Head	85.3 m
Shaft power	42.9 kW
Efficiency	76.1%
Head H(Q=0)	112 m
Discharge connection	125 mm

Motor data

Frequency	50 Hz
Rated voltage	400 V
Nominal speed	1450 1/min
Number of poles	4
Rated power P2	45 kW
Rated current	- A
Motor type	3~
Insulation class	F
Degree of protection	IP 55

Operating limits

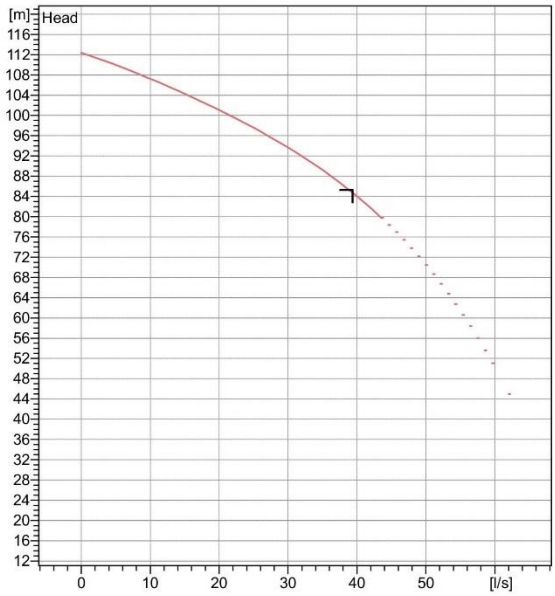
Starts per hour max.	5
Maximum temperature of pumped fluid	363 K
Maximum content of solid	40 g/m³
Max. Density	998 kg/m³
Max. viscosity	1 mm²/s

General data

Weight	864 kg

Materials

Delivery casing	Cast iron
Suction casing	Cast iron
Impeller	Cast iron
Wear ring	Cast iron
Intermediate bowl	Cast iron
Casing	Cast iron
Shaft	Stainless steel
Shaft bush	Stainless steel
Seal ring	Nitrile rubber
Ball bearings	Steel
Stuffing box	Cast iron
Packing	Graphited cord

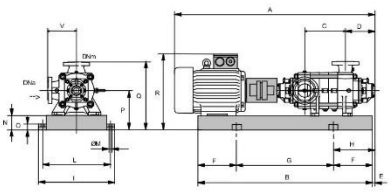


Operating data UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Eff. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2052
B = 1683
C = 445
D = 337
DNa = 150
DNm = 125
E = 244
F = 300
G = 1083
H = 544
I = 720
L = 670
M = 20
N = 140
O = 45
P = 420
Q = 740
R = 695
V = 320



Remarks:

Date	Page	Offer no.	Pos.no

Fiche technique de la pompe de la station SR03.

caprari
Modena - Italy

COMPANY WITH QUALITY SYSTEM CERTIFIED BY DNV ISO 9001

PM 80/ 4 C

Requested data

Flow	21.9 l/s
Head	136 m
Fluid	Drinking water
Temperature	290 K
Pumpe type	Single head pump
No. of pumps	1

Operating pump data

Flow	24.3 l/s
Head	137 m
Shaft power	44.4 kW
Efficiency	74.4%
Head H(Q=0)	179 m
Discharge connection	80 mm

Motor data

Frequency	50 Hz
Rated voltage	400 V
Nominal speed	2950 1/min
Number of poles	2
Rated power P2	55 kW
Rated current	- A
Motor type	3~
Insulation class	F
Degree of protection	IP 55

Operating limits

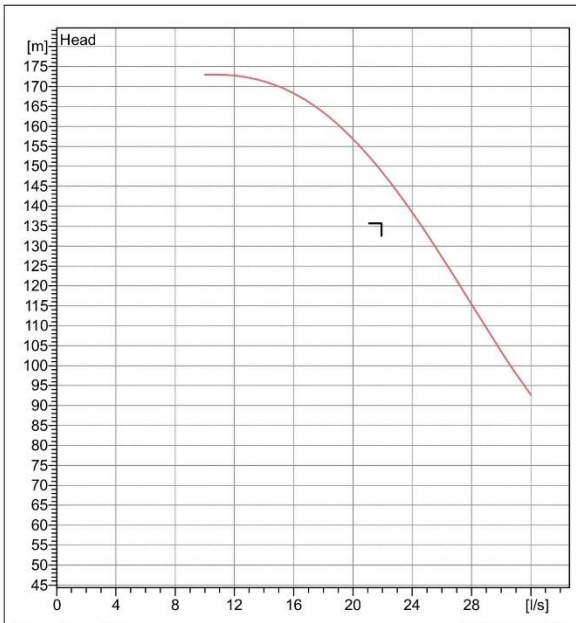
Starts per hour max.	5
Maximum temperature of pumped fluid	363 K
Maximum content of solid	40 g/m³
Max. Density	998 kg/m³
Max. viscosity	1 mm²/s

General data

Weight	615 kg

Materials

Delivery casing	Cast iron
Suction casing	Cast iron
Impeller	Cast iron
Wear ring	Cast iron
Intermediate bowl	Cast iron
Casing	Cast iron
Shaft	Stainless steel
Shaft bush	Stainless steel
Seal ring	Nitrile rubber
Ball bearings	Steel
Stuffing box	Cast iron
Packing	Graphited cord

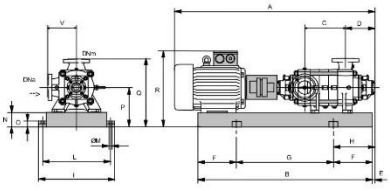


Operating data UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Eff. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 1837
B = 1505
C = 310
D = 274
DNa = 100
DNm = 80
E = 185
F = 250
G = 1005
H = 435
I = 600
L = 550
M = 20
N = 120
O = 42
P = 370
Q = 615
R = 763
V = 245



Remarks:

Date	Page	Offer no.	Pos.no

Fiche technique de la pompe de la station SR04.

caprari
Modena - Italy

COMPANY WITH QUALITY SYSTEM CERTIFIED BY DNV ISO 9001

PM 80/ 2 A

Requested data

Flow	20.5 l/s
Head	102 m
Fluid	Drinking water
Temperature	290 K
Pumpe type	Single head pump
No. of pumps	1

Operating pump data

Flow	21.6 l/s
Head	102 m
Shaft power	29.2 kW
Efficiency	74%
Head H(Q=0)	121 m
Discharge connection	80 mm

Motor data

Frequency	50 Hz
Rated voltage	400 V
Nominal speed	2950 1/min
Number of poles	2
Rated power P2	37 kW
Rated current	- A
Motor type	3~
Insulation class	F
Degree of protection	IP 55

Operating limits

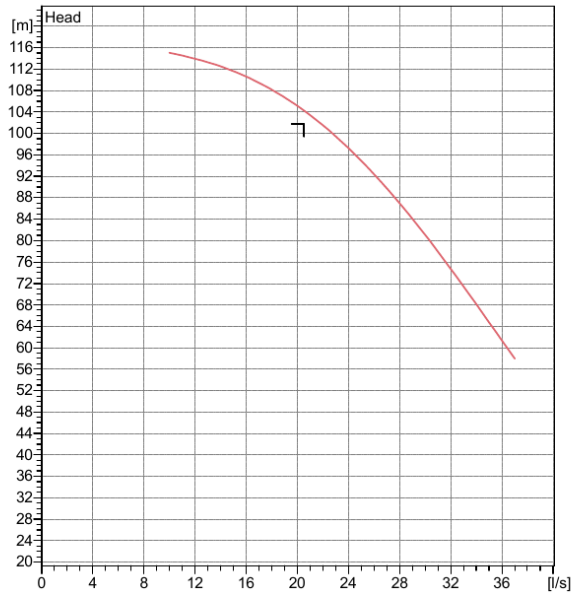
Starts per hour max.	5
Maximum temperature of pumped fluid	363 K
Maximum content of solid	40 g/m³
Max. Density	998 kg/m³
Max. viscosity	1 mm²/s

General data

Weight	425 kg

Materials

Delivery casing	Cast iron
Suction casing	Cast iron
Impeller	Cast iron
Wear ring	Cast iron
Intermediate bowl	Cast iron
Casing	Cast iron
Shaft	Stainless steel
Shaft bush	Stainless steel
Seal ring	Nitrile rubber
Ball bearings	Steel
Stuffing box	Cast iron
Packing	Graphited cord

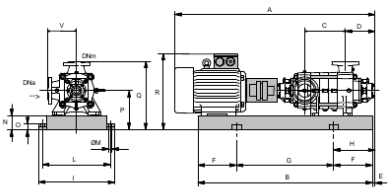


Operating data UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Eff. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 1537
B = 1241
C = 170
D = 274
DNa = 100
DNm = 80
E = 195
F = 200
G = 841
H = 395
I = 600
L = 550
M = 20
N = 100
O = 42
P = 300
Q = 545
R = 575
V = 245



Remarks:

Date	Page	Offer no.	Pos.no

Fiche technique de la pompe de la station SR05.

caprari
Modena - Italy

COMPANY WITH QUALITY SYSTEM CERTIFIED BY DNV ISO 9001

HVU35 /5A+50

Requested data

Flow	9.89 l/s
Head	213 m
Fluid	Drinking water
Temperature	290 K
Pumpe type	Single head pump
No. of pumps	1

Operating pump data

Flow	10.7 l/s
Head	215 m
Shaft power	31.8 kW
Efficiency	71.1%
Head H(Q=0)	236 m
Discharge connection	50 mm

Motor data

Frequency	50 Hz
Rated voltage	400 V
Nominal speed	2950 1/min
Number of poles	2
Rated power P2	37 kW
Rated current	- A
Motor type	3~
Insulation class	F
Degree of protection	IP 55

Operating limits

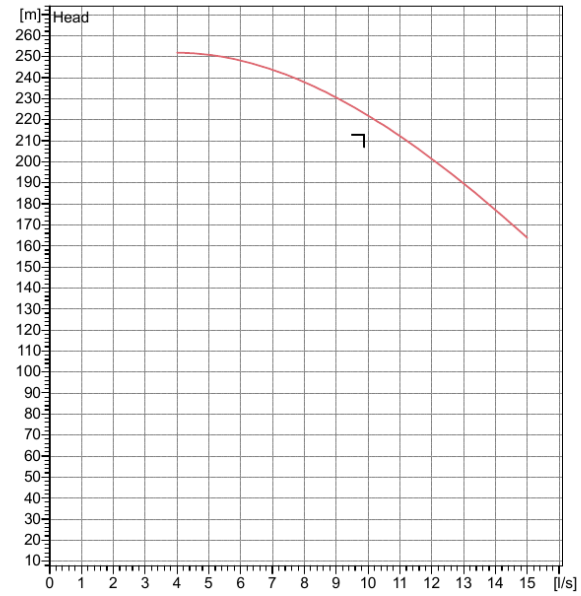
Starts per hour max.	5
Maximum temperature of pumped fluid	363 K
Maximum content of solid	40 g/m³
Max. Density	998 kg/m³
Max. viscosity	1 mm²/s

General data

Weight	277 kg

Materials

Delivery casing	Cast iron
Suction casing	Cast iron
Impeller	Copperalloy
Intermediate bowl	Cast iron
Casing	Cast iron
Shaft	Stainless steel
Shaft bush	Stainless steel
Lantern bracket	Cast iron
Shaft coupling	Steel
Rigid coupling	Cast iron/Steel
Stuffing box	Cast iron
Packing	Graphited cord

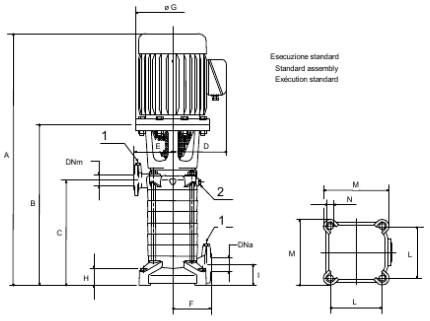


Operating data UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Eff. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

1 = G3/8
2 = G1/2
A = 1450
B = 696
C = 410
D = 382
E = 200
F = 200
G = 400
H = 75
I = 95
L = 320
M = 374
N = 22



Remarks:

Date	Page	Offer no.	Pos.no

Fiche technique de la pompe de la station SR06.

caprari
Modena - Italy

COMPANY WITH QUALITY SYSTEM CERTIFIED BY DNV ISO 9001

HVU25 /3C+12

Requested data

Flow	6.3 l/s
Head	70.9 m
Fluid	Drinking water
Temperature	290 K
Pumpe type	Single head pump
No. of pumps	1

Operating pump data

Flow	7.87 l/s
Head	71.9 m
Shaft power	7.95 kW
Efficiency	70.5%
Head H(Q=0)	90 m
Discharge connection	40 mm

Motor data

Frequency	50 Hz
Rated voltage	400 V
Nominal speed	2950 1/min
Number of poles	2
Rated power P2	9 kW
Rated current	- A
Motor type	3~
Insulation class	F
Degree of protection	IP 55

Operating limits

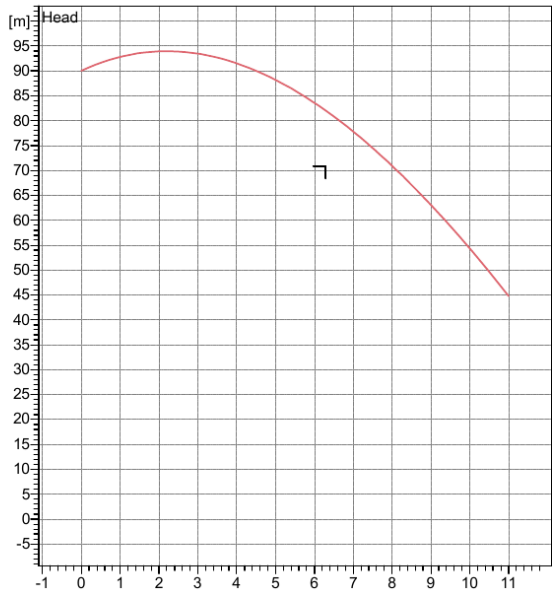
Starts per hour max.	15
Maximum temperature of pumped fluid	363 K
Maximum content of solid	40 g/m³
Max. Density	998 kg/m³
Max. viscosity	1 mm²/s

General data

Weight	135 kg

Materials

Delivery casing	Cast iron
Suction casing	Cast iron
Impeller	Copperalloy
Intermediate bowl	Cast iron
Casing	Cast iron
Shaft	Stainless steel
Shaft bush	Stainless steel
Lantern bracket	Cast iron
Shaft coupling	Steel
Rigid coupling	Cast iron/Steel
Stuffing box	Cast iron
Packing	Graphited cord

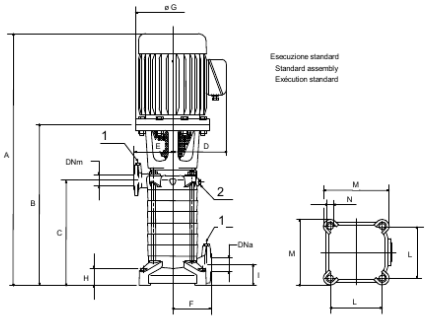


Operating data UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Eff. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

1 = G3/8
2 = G3/8
A = 1073
B = 585
C = 361
D = 232
E = 175
F = 175
H = 72
I = 85
L = 260
M = 310
N = 22



Remarks:

Date	Page	Offer no.	Pos.no

Abaque de Vibert pour le calcul de coup de bélier.

