

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université Akli Mohand Oulhadj - Bouira -
Institut de Technologie



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة أكلي محمد أولحاج
- البويرة -
معهد التكنولوجيا

Rapport de Soutenance

En vue de l'obtention de diplôme de Licence Professionnelle en : **Hydraulique**

Thème :

**Etude du système d'AEP des agglomérations rurales d'Ain
Oulbane, Oulbane Haut Et Ouled El-Abed situées dans la
Commune de Kadiria, wilaya de Bouira.**

Réalisée par :

MEBARKI Drifa

ABERKANE Abdelatif

HADJRABAH Rabah

Encadré par :

- **GHERNAOUT Redhouane** (Encadreur) Professeur /Institut de technologie.
- **HADDAD Samir** (Co-encadrant) MCA /Institut de technologie.
- **AISSAOUI Fatima** (Tuteur) Ingénieur principale /Subdivision hydraulique Kadiria.

Soutenu devant les jurys :

- Examineur 1 : Nom Prénom Grade / Entreprise ou Établissement
- Examineur 2 : Nom Prénom Grade / Entreprise ou Établissement
- Président de jury : Nom Prénom Grade / Entreprise ou Établissement

Année Universitaire : 2026/2027

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université Akli Mohand Oulhadj - Bouira -
X•O•V•EX •KIE C•A•I•A •B•X - X•O•E•O•t -



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة أكلي محمد أوجاج
- البويرة -

Institut de Technologie

Spécialité : ...Génie de l'Eau.....

**Autorisation de dépôt d'un Mémoire de Licence
pour soutenance**

Je soussigné :GHERNAOUT Redhouane.....

Encadreur du mémoire de fin d'études des étudiants :

- 1- MEBARKI Drifa
- 2- ABERKANE Abd Latif
- 3- HADJRABAH Rabah

Intitulé du mémoire :

**« Etude du système d'AEP des agglomérations rurales d'Ain Oulbane,
Oulbane Haut Et Ouled El-Abed situées dans la Commune de Kadiria,
wilaya de Bouira »**

Promotion : 2025/ 2026

Après avoir consulté et validé la version finale du mémoire, j'autorise les étudiants susmentionnés à l'imprimer et à le déposer en vue de la soutenance.

Fait à Bouira, le 20/05/2026

Signature de l'encadrant
Pr. GHERNAOUT R.

Signature du chef de département

Remerciement

Louange à Allah, le Tout-Puissant, qui nous a accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail.

*Nous exprimons nos plus sincères remerciements à notre encadreur, le Professeur **GHERNAOUT Redhouane**, ainsi qu'à notre Co-encadrant **HADDAD Samir**, pour leur disponibilité, leur accompagnement constant et leurs précieux conseils tout au long de l'élaboration de ce mémoire. Leur rigueur scientifique et leurs orientations ont été d'une grande importance dans la réussite de ce travail.*

*Nous adressons également nos vifs remerciements à notre encadrante de stage, **Madame AISSAOUI Fatima**, pour son accueil chaleureux, son écoute attentive et son soutien durant toute la période de stage. Ses recommandations et son encadrement ont grandement enrichi notre expérience.*

Nos remerciements s'étendent à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation, en nous transmettant savoir et compétences tout au long de notre parcours académique.

Nous tenons aussi à exprimer notre gratitude aux membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant d'évaluer ce travail.

Nous exprimons une profonde reconnaissance à nos familles, en particulier à nos parents, pour leur soutien indéfectible, leurs encouragements constants et leurs prières qui nous ont accompagnés tout au long de ce parcours.

Enfin, nous remercions chaleureusement nos amis et collègues pour leur aide, leur soutien moral et les moments de solidarité partagés.

Dédicace

*C'est avec une grande émotion et une profonde gratitude que je dédie
ce modeste travail :*

*À mes très chers parents,
Pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices, leur patience et leurs
encouragements constants.*

*Aucune parole ne saurait exprimer ma reconnaissance pour tout ce
que vous avez fait pour moi.*

*À ma sœur et à mes frères,
Pour leur soutien, leur présence et les moments de partage qui
m'ont toujours donné la force d'avancer.*

*À ma chère copine, **Hammadache Chanaze.**
Pour son soutien, sa compréhension et ses encouragements dans les
moments difficiles.*

*À tous ceux qui me sont chers et qui ont contribué, de près ou de
loin, à la réalisation de ce travail.*

MEBARKI Drifa

Dédicace

Je dédie ce travail à ma famille, qui a toujours été mon soutien dans les moments difficiles et les moments de réussite.

À mon père, que Dieu ait son âme, qui reste toujours dans mon cœur et qui a été une source de motivation pour avancer.

Un grand remerciement particulier à ABERKANE Abdellatif et MEBARKI Drifa, mes coéquipiers dans la réalisation de ce mémoire, qui sont devenus pour moi comme des frères.

À mes amis, avec qui j'ai partagé de très bons moments.

À toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin, soutenu et encouragé durant mon parcours.

HADJRABAH Rabah

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ma chère famille, qui a toujours été mon soutien et ma force tout au long de ma vie.

À mon grand-père, que Dieu ait son âme, qui a été pour moi une source de courage et de détermination, et dont la mémoire restera à jamais gravée dans mon cœur.

J'adresse mes sincères remerciements à tous mes amis qui m'ont soutenu, encouragé et aidé à persévérer tout au long de ce parcours.

Un remerciement tout particulier à HAMADACHE Chanaze, pour son précieux soutien moral, sa présence constante et ses Encouragements face à chaque difficulté, nous motivant à continuer sans jamais abandonner.

ABERKANE Abed Latif

Résumé

Ce projet porte sur l'étude du système d'alimentation en eau potable (AEP) des agglomérations rurales d'Ain Oulbane (réseau 1) et d'Oulbane Haut et Ouled El-Abed (réseau 2), situées dans la commune de Kadiria, wilaya de Bouira. L'objectif principal est d'assurer une alimentation en eau potable continue et fiable à l'horizon 2056.

Dans un premier temps, la zone d'étude a été présentée et la situation actuelle du réseau analysée. Ensuite, les besoins en eau ont été estimés en fonction de l'évolution de la population afin de déterminer le débit maximal journalier (Q_{maxj}) et le débit maximal horaire nécessaires au dimensionnement du système.

Par la suite, une modélisation hydraulique des deux réseaux a été réalisée à l'aide du logiciel EPANET. Cette étape a permis d'évaluer le fonctionnement du réseau en termes de pressions et de vitesses, ainsi que d'identifier les zones critiques. Afin d'assurer un fonctionnement optimal en période de pointe et en cas de demande incendie, l'installation de réducteurs de pression s'est révélée nécessaire dans certains tronçons.

L'étude des ouvrages de stockage a permis de dimensionner les réservoirs R1 et R2 ainsi que les bâches de reprise, sur la base des débits journaliers maximaux et des variations de consommation. Les résultats montrent que des capacités de 250 m³ par réservoir sont suffisantes pour répondre aux besoins actuels et futurs.

L'étude de l'adduction a conduit à une solution mixte, combinant gravitaire et refoulement, adaptée aux contraintes du terrain. L'analyse technico-économique a permis de retenir des diamètres optimaux de conduites (80 mm, 100 mm et 80 mm), garantissant un bon fonctionnement hydraulique et une optimisation des coûts. Enfin, le choix des pompes à l'aide du logiciel CAPRARI a permis de sélectionner des équipements adaptés assurant un fonctionnement fiable et efficace du système.

Mots clés : AEP, EPANET, adduction, réservoir, station de pompage, dimensionnement hydraulique, réseau rural, pression, débit.

Abstract

This project deals with the study of the drinking water supply (AEP) system of the rural settlements of Ain Oulbane (network 1) and Oulbane Haut and Ouled El-Abed (network 2), located in the commune of Kadiria, wilaya of Bouira. The main objective is to ensure a continuous and reliable drinking water supply by the year 2056.

First, the study area was presented and the current situation of the network was analyzed. Then, water demand was estimated based on population growth in order to determine the maximum daily flow (Q_{maxj}) and the maximum hourly flow required for system design.

Next, a hydraulic modelling of both networks was carried out using EPANET software. This step allowed the evaluation of network performance in terms of pressure and velocity and helped identify critical zones. To ensure proper operation during peak demand and fire scenarios, pressure reducing valves were found necessary in some sections.

The storage structures were then designed, including reservoirs R1 and R2 and break pressure tanks, based on maximum daily flows and consumption variations. Results show that a capacity of 250 m³ per reservoir is sufficient to meet current and future needs.

The transmission system study led to a mixed solution combining gravity and pumping, adapted to site constraints. A techno-economic analysis allowed the selection of optimal pipe diameters (80 mm, 100 mm, and 80 mm), ensuring good hydraulic performance and cost optimization. Finally, pump selection using CAPRARI software resulted in suitable equipment ensuring reliable and efficient system operation.

Keywords: Drinking water supply, EPANET, transmission system, reservoir, pumping station, hydraulic design, rural network, pressure, flow rate.

المخلص:

يتناول هذا المشروع دراسة نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب AEP للتجمعات الريفية عين اولبان الشبكة 1 و اولبان العليا و اولاد العابد الشبكة 2. الواقعة ببلدية القادرية. ولاية البويرة الهدف الرئيسي هو ضمان تزويد مستمر و موثوق بالمياه الصالحة للشرب في افق سنة 2056.

في البداية تم تقديم منطقة الدراسة و تحليل الوضع الحالي للشبكة بعد ذلك تم تقدير الاحتياجات المائية اعتمادا على تطور عدد السكان من اجل تحديد التدفق الأقصى اليومي Q_{maxj} و التدفق الأقصى الساعي اللازم لتصميم النظام .

ثم تم انجاز نمذجة هيدروليكية للشبكتين باستعمال برنامج EPANET. مما سمح بتقييم أداء الشبكة من حيث الضغوط و السرعات و تحديد المناطق الحرجة. و لضمان التشغيل الجيد خلال فترات الذروة وحالات الحريق. تم اقتراح تركيب مخفضات الضغط في بعض المقاطع.

كما تم تصميم منشآت التخزين بما في ذلك الخزانات 1 و 2 و خزانات كسر الضغط اعتمادا على التدفقات اليومية القصوى

و تغيرات الاستهلاك .حيث أظهرت النتائج ان سعة 250م3 لكل خزان كافية لتغطية الاحتياجات الحالية و المستقبلية .

و قد أظهرت دراسة النقل اعتمادا حل مختلط يجمع بين الجاذبية و الضخ حسب طبيعة الموقع .كما سمح التحليل التقني الاقتصادي باختيار اقطار مثلى 80مم.100مم.80مم.بما يضمن أداءا هيدروليكييا جيدا و تقليل التكاليف و أخيرا تم اختيار المضخات باستعمال برنامج CAPRARI لضمان تشغيل فعال و موثوق للنظام.

الكلمات المفتاحية

التزويد بالمياه الصالحة للشرب. EPANET. النقل. الخزان. محطة الضخ. التصميم الهيدروليكي. شبكة ريفية. الضغط. التدفق .

Sommaire

Remerciement
Dédicace
Abstract
Résumé
Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des abréviations.....

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.....	3
I.1. Introduction	3
I.2. Situation géographique	3
I.2.1. Situation géographique de la commune de Kadiria.....	3
I.2.2. Situation géographique de la zone d'étude	4
I.3. Situation géologique.....	5
I.4. Situation démographique	5
I.5. Situation topographique.....	5
I.6. Situation climatologique.....	6
I.6.1. Température.....	6
I.6.2. Précipitations	7
I.6.3. Humidité.....	8
I.6.4. Evaporation.....	9
I.7. Ressources en eau	10
I.7.1. Ouvrages de stockage.....	10
I.8. Conclusion.....	12
Chapitre II : Évaluation des besoins en eau.....	12
II.1. Introduction	12
II.2. Évaluation de la population	12
II.3. Dotation en eau Potable.....	13
II.4. Estimation des besoins en eau potable	13
II.4.1. Les consommation moyenne journalier	13
II.4.1.2. La consommation moyenne des équipements.....	14
II.4.1.3. Calcul les différents besoins actuels et future.....	14
II.4.1.4. Estimation des besoins d'équipement futur	14
II.4.2. Récapitulation de la consommation moyenne totale	16
II.4.3. Majoration de la consommation moyenne journalière	17
II.4.4. La consommation maximum journalière	17
II.4.5. Débit maximum horaire (Débit de pointe).....	18
II.5. Conclusion.....	20
Chapitre III : Modélisation et Dimensionnement du Système de Distribution.....	21
III.1. Introduction	21
III.2. Description d'un réseau D'AEP	21
III.3. Type de réseau de distribution.....	21

III.3.1.	Réseau maillé.....	22
III.3.2.	Réseau ramifié	22
III.3.3.	Réseau mixte :.....	23
III.3.4.	Réseau étagé :.....	24
III.4.	Conception d'un réseau de distribution :	24
III.5.	Choix du type de matériaux :.....	24
III.6.	Choix du Tracé :.....	25
III.7.	Calcul hydraulique du réseau de distribution :.....	25
III.7.1.	Cas de l'heure de pointe	26
III.7.1.2.	Débit en route :.....	26
III.7.1.3.	Débit aux nœuds.....	26
III.8.	Simulation par le logiciel EPANET 2.0.....	31
III.8.1.	Fonction et application	31
III.8.2.	Plan de Réseau de distribution	32
III.8.3.	Exécution et simulation à l'heure de pointe.....	35
III.8.4.	Exécution et simulation à l'heure de pointe +incendie.....	46
III.9.	Conclusion.....	52
Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages de stockage.....		53
IV.1.	Introduction	53
IV.2.	Rôle de réservoir	53
IV.3.	Classification des réservoirs	53
IV.3.1.	Position par rapport au sol	53
IV.3.2.	Fonction Dans le réseau.....	54
IV.3.3.	Forme géométrique	54
IV.4.	Équipement de réservoir.....	54
IV.5.	Détermination du volume des réservoirs d'alimentation	55
IV.5.1.	Méthode analytique	55
IV.5.2.	Méthode graphique.....	58
IV.6.	Caractéristiques du réservoir.....	62
IV.6.1.	Diamètre du réservoir.....	62
IV.6.2.	Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir.....	62
IV.7.	Dimensionnement de la bache a eau	63
IV.8	Conclusion.....	64
Chapitre V : Étude et dimensionnement de l'adduction.....		65
V.1.	Introduction	65
V.2.	Type d'adduction d'eau	65
V.2.1.	Adduction Gravitaire	65

V22	Adduction Refoulement.....	66
V23	Adduction Mixte	66
V3	Type de tuyaux d`adduction.....	67
V3.1	Tuyaux en fonte	67
V3.2	Tuyaux en acier	68
V3.3	Tuyaux en béton armé.....	68
V3.4	Tuyaux en béton précontraint.....	68
V3.5	Tuyaux en matière plastique	68
V4	Choix de Tracé.....	69
V4.1	Tracé d`adduction Gravitaire.....	69
V4.2	Trace d`adduction Refoulement	70
V5	Calcule hydraulique.....	71
V5.1	Cas Gravitaire	71
V5.2	Cas refoulement	72
V5.2.1	Relation empirique	72
V5.2.2	Principe de Calcule.....	73
V5.2.2.1	Frais d`exploitation	73
V5.2.2.2	Frais d`exploitation	75
V5.2.2.3	Frais d`amortissement :	75
V5.2.2.4	Frais totaux (bilan totale).....	76
V6	Adduction de Refoulement SP-R1	76
V6.1	Calcule le diamètre économique	76
V6.2	Calcule de HMT.....	77
V6.3	Calcule les frais d`exploitation	77
V6.4	Calcule les frais d`amortissement :	78
V6.5	Calcule les frais Totaux :	78
V7	Adduction de Refoulement SR-R2.....	79
V7.1	Calcule le diamètre économique	79
V7.2	Calcule HMT	80
V7.3	Calcule les frais d`exploitation	80
V7.4	Calcule les frais d`amortissement	80
V7.5	Calcule les frais totaux	80
V8	Conclusion.....	82
Chapitre VI : Choix des pompes		83
VI.1	Introduction	83
VI.2	Définition d`une pompe.....	83
VI.3	Types de pompes.....	83

VI.3.1.	Pompes volumétriques (à déplacement positif).....	83
VI.3.2.	Pompes dynamiques (turbopompes).....	84
VI.3.2.1.	Pompes centrifuges.....	84
VI.3.2.2.	Pompes axiales et mixtes.....	84
VI.4.	Couplage des pompes.....	84
VI.4.1.	Couplage en série	85
VI.4.2.	Couplage en parallèle	85
VI.4.3.	Couplage moteur–pompe (entraînement).....	85
VI.5.	Choix de la pompe	85
VI.6.	Choix du nombre de pompes	86
VI.7.	Courbe caractéristique de la pompe	86
VI.8.	Point de fonctionnement de la pompe	86
VI.9.	Cas de la station de pompage 2.....	87
VI.9.1.	Caractéristique de la conduite de Refoulement 2.....	87
VI.9.2.	Exécution dans logiciel CAPRARI	87
VI.9.3.	Description de la pompe CVX151/17	88
VI.9.4.	Courbes caractéristiques de la pompe CVX151/17	88
VI.9.5	Fiche technique de la pompe :	90
VI.10	Cas de la station de pompage 1	91
VI.10.1	Caractéristique de la conduite de refoulement 1.....	91
VI.10.2	Exécution dans logiciel CAPRARI.....	91
VI.10.3	Description de la pompe HMU40-2/7A.....	91
VI.10.4	Courbes caractéristiques de la pompe	91
VI.11	Conclusion	93
	Conclusion générale	94
	Annexe	
	BIBLIOGRAPHIE.....	

Liste des tableaux

Tableau (I.1):	Températures mensuelles observées dans la région.....	6
Tableau (I.2) :	Pluies mensuelles observées dans la région	7
Tableau (I.3) :	Humidité moyenne mensuelle relative (%)......	8

Tableau (I.4) : Répartition mensuelle de l'évaporation (en mm)	9
Tableau (I.5): Caractéristiques des sources d'alimentation en eau (barrage et forage)	10
Tableau (II.1) : Nombre d'habitants pour horizon.....	13
Tableau (II.2) : Déterminations des besoins domestiques.....	14
Tableau (II.3) : Déterminations des besoins scolaires.....	15
Tableau (II.4) : Déterminations des besoins socioculturels.....	15
Tableau (II.5) : Déterminations des besoins administratifs.....	16
Tableau (II.6) : Déterminations des besoins publics.....	16
Tableau (II.7) : Récapitulation de la consommation en eau potable.....	17
Tableau (II.8) : La consommation moyenne journalière.....	18
Tableau (II.9) : La consommation maximale journalière.....	18
Tableau (II.10) : La valeur de β_{max} en fonction du nombre d'habitant.....	19
Tableau (II.11) : La consommation maximale horaire.....	19
Tableau (III.1) : Calcul des débits en routes (Reseau1)	27
Tableau (III.2) : Calcul des débits aux nœuds (Réseau 1)	28
Tableau (III.3) : Calcul des débits en routes (Réseau 2)	28
Tableau (III.4) : Calcul des débits aux nœuds (Réseau 2)	29
Tableau (III.5) : Etat des Arcs du réseau 1 à l'heure de pointe.....	38
Tableau (III.6) : Etat des Arcs du réseau 2 à l'heure de pointe.....	38
Tableau (III.7) : Etat des nœuds dans le réseau 1 à l'heure de pointe.....	39
Tableau (III.8) : Etat des nœuds du réseau 2 à l'heure de pointe.....	39
Tableau (III.9) : Etat des nœuds du réseau 1 a l'heure de pointe +réducteurs de pression.....	43
Tableau (III.10) : Etat des nœuds du réseau 2 à l'heure de pointe +installation des réducteurs de pression	45
Tableau (III.11) : Etat des Arcs du réseau 1 à l'heure de pointe +incendie.....	49
Tableau (III.12) : Etat des nœuds du réseau 1 à l'heure de pointe +incendie.....	49
Tableau (III.13) : Etat des Arcs du réseau 2 à l'heure de pointe+ incendie.....	50
Tableau (III.14) : Etat des nœuds du réseau 2 a l'heure de pointe +incendie.....	50
Tableau (IV.1) : Evaluation de volume résiduel du réservoir 1	56
Tableau (IV.2) : Evaluation de volume résiduel du réservoir 2	57
Tableau (IV.3) : Calcul des différents maximal et minimale entre l'apport et la consommation du R1	59
Tableau (IV.4) : Calcul des différents maximale et minimale entre l'apport et la consommation du R2	60

Tableau (V.1) : Les différentes adduction liées à notre projet.....	68
Tableau (V.2) : Coefficient K' , m , β , pour différents types du tuyau.....	72
Tableau (V.3) : Calcul HMT, tronçons SP-R1	77
Tableau (V.4) : Tarification de l'énergie en Algérie	78
Tableau (V.5) : Calcul des frais d'exploitation, SP-R1	78
Tableau (V.6) : Calcul des frais d'amortissement, tronçons SP-R1	79
Tableau (V.7) : Calcul des frais totaux, tronçons SR-R1.....	79
Tableau (V.8) : Calcul de l'HMT, tronçons SR-R2	80
Tableau (V.9) : Calcule les frais d'exploitations, tronçons SR-R2.....	81
Tableau (V.10) : Calcule les frais d'amortissement, tronçons SR-R2.....	81
Tableau (V.11) : Calcule les frais totaux, tronçons SR-R2.....	81
Tableau (VI.1) : Variante des pompes proposées pour SP2.....	87
Tableau (VI.2) : Variante des pompes proposées pour SP2.....	91

Liste des figures

Figure (I.1) : Situation géographique de la commune de KADIRIA	4
Figure (I.2) : Situation géographique de la zone d'étude	4
Figure (I.3) : La population de la zone d'étude en 2021	5
Figure (I.4) : Graphique de la température mensuelle.....	6
Figure (I.5) : Pluie mensuelle observée dans la région d'étude.....	8

Figure (I.6) : Graphique de l'humidité observée dans la région d'étude.....	8
Figure (I.7) : Evaporation moyenne observée dans la région d'étude.....	9
Figure (I.8) : schéma explicatif du système d'alimentation en eau potable Ressources en eau, conduites et ouvrages de stockage	11
Figure (III.1) : Réseau maillée.....	22
Figure (III.2) : Réseau ramifié	23
Figure (III.3) : Réseau mixte	23
Figure (III.4) : Réseau étagé	24
Figure (III.5) : Plan du réseau 1.....	33
Figure (III.6) : Plan du réseau 2.....	34
Figure (III.7) : Etat du réseau 1 a l'heure de pointe.....	36
Figure (III.8) : Etat du réseau 2 à l'heure de pointe.....	37
Figure (III.9) : Etat des arcs du réseau ramifié.....	40
Figure (III.10) : Etat des nœuds du réseau ramifié.....	42
Figure (III.11) : Etat du réseau 1 a l'heure de pointe +installation des réducteurs de pression.....	42
Figure (III.12) : Etat du réseau 2 a l'heure de pointe +installation des réducteurs de pression.....	44
Figure (III.13) : Etat du réseau 1 a l'heure de pointe +incendie	47
Figure (III.14) : Etat du réseau 2 a l'heure de pointe +incendie	48
Figure (IV.1) : Equipement de réservoir	55
Figure (IV.2) : Cumul apport et distribution en fonction du temps du R1	60
Figure (IV.3) : Cumul apport et distribution en fonction du temps du R2	61
Figure (V.1) : Adduction Gravitaire	66
Figure (V.2) : Adduction Refoulement	67
Figure (V.3) : Adduction mixte.	67
Figure (V.4) : Schéma représentatif les différentes adductions liées à notre projet.....	68
Figure (V.5) : Tracé d'adduction Gravitaire.	70
Figure (V.6) : Tracé d'adduction refoulement SR2-R2.	71
Figure (V.7) : Tracé d'adduction refoulement SP1-R1	71
Figure (V.8) : Bilan totale du tronçons SP1-R1	79
Figure (V.9) : Bilan du tronçons SR2-R2	82
Figure (VI.1) : Point de fonctionnement	87
Figure (VI.2) : Courbe caractéristique de la pompe CVX151/17.....	89
Figure (VI.3) : Fiche technique de la pompe choisie pour CAPRARI.....	90
Figure (VI.4) : Courbe caractéristiques de pompes HMU40-2/7A.....	92

Liste des abréviations

- AEP : Alimentation en eau potable.
- APC : Assemblé populaire communale.
- ONM : Office nationale de météorologie.
- PEHD : Polyéthylène haute densité.
- l/s/m : litre par seconde par mètre.

- l/s : litre par seconde.
- m : mètres.
- EPANET : Logiciel de modélisation des réseaux d'eau potable.
- LPS : Litre par seconde.
- m/km : mètre par kilomètre.
- Q : Débit.
- Q_r : Débit en route.
- Q_n: Débit nodal.
- Q_s: Débit spécifique.
- % : pourcentage.
- Tr/min : tour par minute
- mce : Mètre colonne d'eau (unité de pression).
- Mm : Millimètre (diamètre)
- g : Accélération gravitationnelle.
- H_g : Hauteur géométrique.
- HMT : Hauteur manométrique totale.
- Q_{conc} : Débit concentré
- l/j/hab : Litres par jour par habitant

*Introduction
générale*

Introduction générale

L'eau potable constitue une ressource vitale et un facteur essentiel du développement socioéconomique ainsi que de l'amélioration des conditions de vie des populations. Face à l'augmentation continue de la demande en eau, liée à la croissance démographique, à l'urbanisation et à l'évolution des usages domestiques, la mise en place d'infrastructures hydrauliques performantes s'impose comme une nécessité incontournable. Dans un contexte marqué par le stress hydrique et les contraintes techniques de gestion des ressources, le dimensionnement des réseaux d'alimentation en eau potable (AEP) et des systèmes d'adduction représente un enjeu majeur afin d'assurer une desserte fiable, continue et durable.

La région de Kadiria, englobant les localités d'Ouled El-Abed, Ain Oulbane et Oulbane Haut, connaît une évolution progressive qui se traduit par une augmentation des besoins en eau potable. Dans ce cadre, il devient indispensable de concevoir un réseau d'AEP capable de répondre aux besoins actuels et futurs, tout en respectant les normes techniques et les critères hydrauliques en vigueur. La problématique de ce mémoire s'inscrit ainsi dans la recherche d'un dimensionnement optimal du système d'alimentation en eau potable et d'adduction de ces localités, situées dans la commune de Kadiria (wilaya de Bouira), en tenant compte des spécificités topographiques, démographiques et techniques de la zone d'étude.

L'objectif principal de ce travail est de réaliser une étude complète du système d'AEP de la région étudiée, afin d'assurer une alimentation en eau potable en quantité suffisante et en qualité adéquate, avec des pressions et des vitesses conformes aux exigences techniques, tout en garantissant la fiabilité et la durabilité du réseau projeté.

Dans cette optique, le présent mémoire est structuré en six chapitres, organisés comme suit :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude ;

Chapitre II : Évaluation des besoins en eau ;

Chapitre III : Modélisation et dimensionnement du système de distribution ;

Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages de stockage ;

Introduction générale

Chapitre V : Étude et dimensionnement de l'adduction ; Chapitre VI : Choix des pompes.

Enfin, ce travail s'achève par une conclusion générale présentant les principaux résultats obtenus ainsi que des recommandations visant à assurer une alimentation en eau potable durable et adaptée aux besoins de la population.

CHAPITRE I :
Présentation de la
zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction

Avant d'entreprendre l'étude d'un réseau d'alimentation en eau potable (AEP), il est essentiel de connaître l'ensemble des caractéristiques de la zone d'étude. Cette étape permet de comprendre les conditions géographiques, topographiques et techniques du site, ainsi que d'identifier les différents facteurs pouvant influencer la conception et le dimensionnement du réseau. La zone d'étude concerne les localités d'Ain Oulbane, Oulbane Haut et Ouled Abed, situées dans la commune de Kadiria, wilaya de Bouira. Elle présente des particularités qu'il convient d'analyser afin d'assurer une planification adéquate et un fonctionnement optimal du réseau d'AEP.

I.2. Situation géographique

I.2.1. Situation géographique de la commune de Kadiria

La commune de Kadiria, chef-lieu de communal, est située au nord de la wilaya de Bouira, à environ 20 km du chef-lieu de la wilaya et à près de 100 km au sud-est de la capitale Alger. Elle se situe à une altitude moyenne d'environ 600 m.

Cette position géographique lui confère un rôle important dans la région, notamment grâce à sa proximité avec les axes routiers principaux et aux potentialités de développement agricole et urbain.

Elle est délimitée par les communes suivantes :

- Au nord : la commune de Lakhdaria ;
- Au sud : la commune de El Hachimia ;
- A l'est : la commune de Aomar ;
- A l'ouest : la commune de Bouira.



Figure (I.1) : Situation géographique de la commune de Kadiria (Google Earth).

I.2.2. Situation géographique de la zone d'étude

Les villages de Ain Oulbane, Oulbane Haut, Ouled El Abed, sont des localités rattachées administrativement à la commune de Kadiria, relevant de la daïra de Lakhdaria, dans la partie nord de la wilaya de Bouira.

Elles sont situées à environs 5 à 10 km du chef-lieu de la commune de Kadiria et à près de 25 km au nord de la ville de Bouira. La zone d'étude appartient à la région montagneuse de l'atlas tellien, caractérisée par un relief accidenté et des pentes variables. L'altitude moyenne varie entre 550 et 700 mètres, selon la localisation de chaque ville.

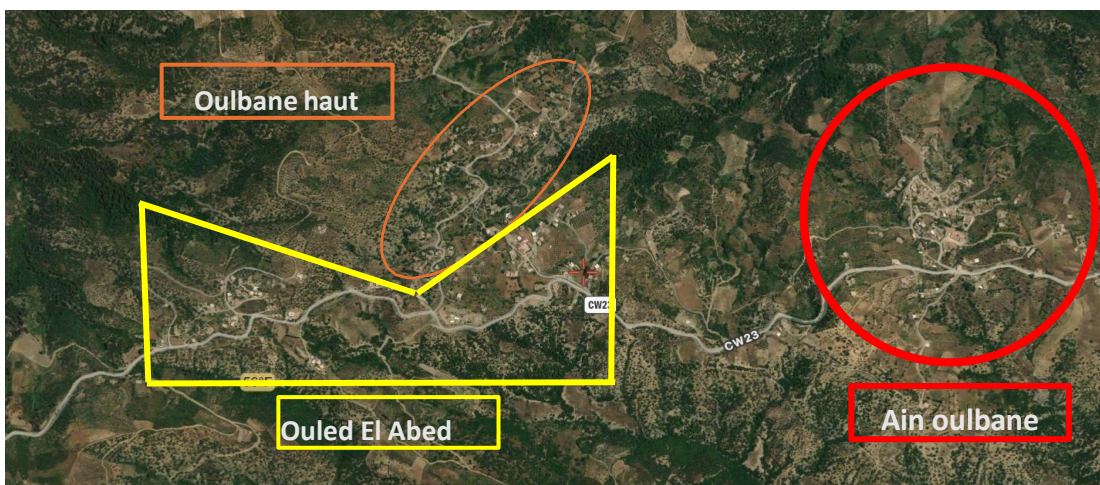


Figure (I.2) : Situation géographique de la zone d'étude (Google Earth).

I.3. Situation géologique

La zone d'étude fait partie de l'Atlas tellien, caractérisé par un relief montagneux et accidenté, résultant des mouvements tectoniques liés aux phases orogéniques alpines. Le substratum géologique est constitué principalement de formations sédimentaires d'âge secondaire et tertiaire, telles que les calcaires, les marnes, les grès et les argiles ainsi que des formations marno-calcaires. Ces terrains présentent une structure plissée et faillée, favorisant la fracturation des roches, notamment calcaires, ce qui facilite l'infiltration des eaux pluviales et la formation des nappes souterraines.

I.4. Situation démographique

Selon les données de l'APC, la population des localités de Ain Oulbane, Oulbane Haut et Ouled Abed atteignait respectivement 473, 447 et 198 habitants en 2021, soit un total de 1118 habitants. Ces villages présentent un caractère essentiellement rural, marqué par une population dispersée. La majorité des habitants exercent des activités liées à l'agriculture, à l'élevage ou à de petits commerces locaux.

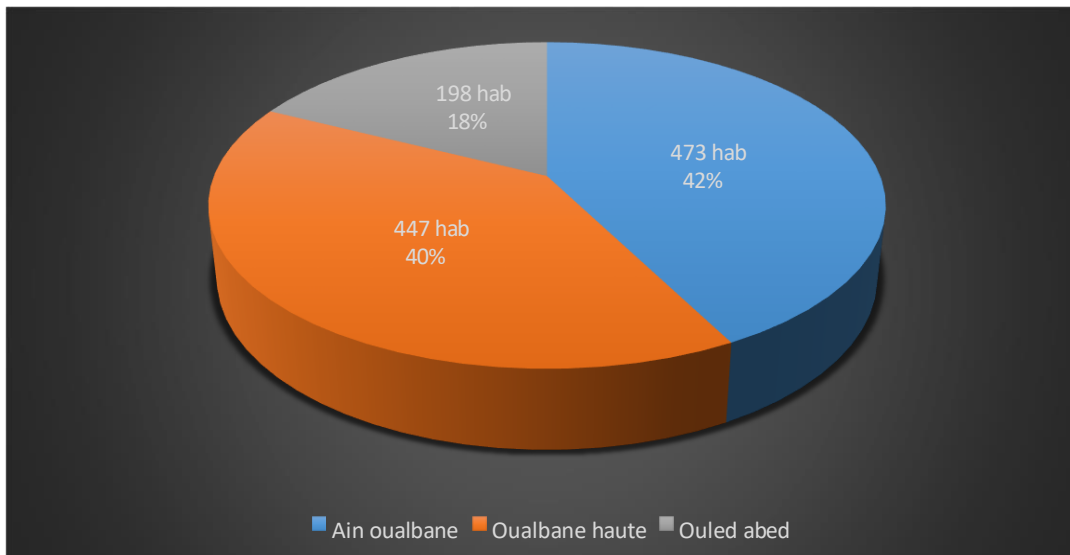


Figure (I.3) : La population de la zone d'étude en 2021.

I.5. Situation topographique

La zone d'étude présente un relief montagneux et irrégulier. L'altitude varie généralement entre 550 m et 700 m, avec des pentes parfois importantes. Elle est composée de

collines et de petites vallées, engendrant des différences de niveau entre les parties hautes et basses des villages.

I.6. Situation climatologique

I.6.1. Température

Les températures mensuelles de l'année 2025 sont résumé dans le tableau (I.1) suivant et illustrée dans la figure (I.4).

Tableau (I.1) : Températures mensuelles observées dans la région.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Tempér Moy	07.3	09.1	09.8	14.2	17.6	26.0	29.6	28.5	23.7	19.1	11.9	11.5

Source : (Office Nationale de Météorologie) **ONM 2025.**

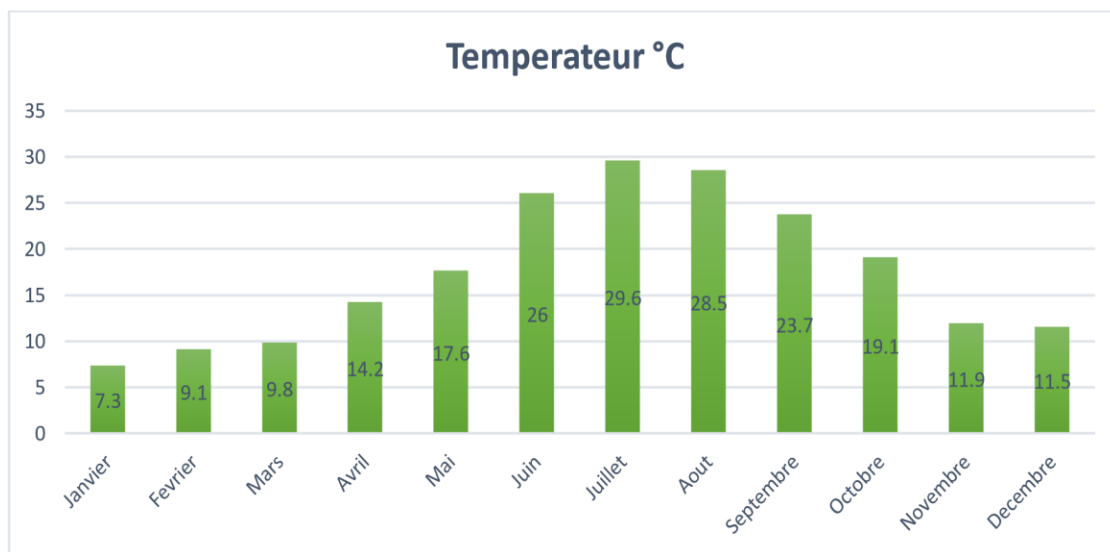


Figure (I.4) : Graphique de la Température mensuelle.

La température moyenne mensuelle varie entre 7,3°C en janvier et 29,6°C en juillet. Les valeurs sont faibles en hiver (Janvier, février, décembre), augmentent progressivement au printemps, puis atteignent leur maximum en été (juin, juillet, aout). A partir de septembre, les températures diminuent graduellement jusqu'à la fin de l'année. Ces variations influencent le réseau d'alimentation en eau potable. En hiver, la baisse de température augmente la viscosité de l'eau et les pertes de charge. En été la température élevée provoquent dilatation des conduites (PEHD, PVC) et peuvent favoriser le développement bactérien.

I.6.2. Précipitations

Le tableau (I.2) et la figure (I.5) illustre les précipitations mensuelles de l'année 2025 de la région d'étude. L'analyse des données montre une forte concentration des pluies durant la saison hivernale, avec un maximum enregistré en janvier (160.4mm) et des valeurs également importantes en novembre (142.3mm). Au printemps, les précipitations demeurent modérées, notamment en mars (61.1 mm) et avril (80.6 mm). En revanche, la période estivale se caractérise par une baisse très marquée de la pluviométrie, atteignant un minimum en août (4.2 mm), ce qui traduit une saison sèche et définie. Cette irrégularité saisonnière du régime pluviométrique influence directement la disponibilité des ressources en eau et impose la mise en place de solutions de stockage et de gestion rationnelle pour garantir la continuité de l'alimentation.

Tableau (I.2) : Pluies mensuelles observées dans la région.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aout	Sep t	Oct	Nov	De c
Précip Moy	160.4	27.6	61.1	80.6	29.8	11.5	15.0	04.2	53.2	19.6	142.3	32.1

Source : (Office Nationale de Météorologie) **ONM 2025.**

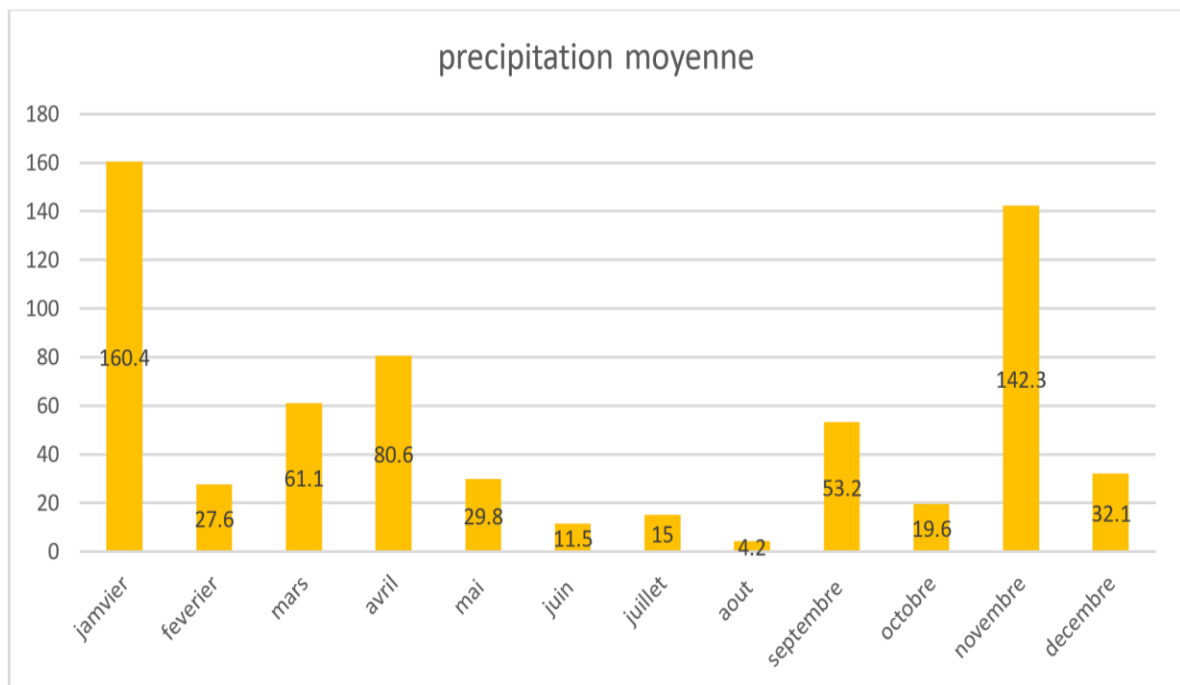


Figure (I.5) : Pluie mensuelle observée dans la région d'étude.

I.6.3. Humidité

Le tableau (I.3) et la figure (06) résument l'humidité moyenne mensuelle observée dans la région d'étude. L'humidité relative est généralement plus élevée en hiver et plus faible en été, ce qui est typique du climat méditerranéen. Le mois de janvier est le plus humide avec une humidité relative moyenne de 79 %, tandis que juillet est le mois le moins humide avec une valeur moyenne de 41 %. On observe également une baisse progressive de l'humidité du printemps vers l'été (70 % en avril, 62 % en mai, 46 % en juin), suivie d'une augmentation à partir du mois d'août (50 %) jusqu'à atteindre 75 % en novembre. L'alternance d'une humidité hivernale élevée et d'une sécheresse estivale peut favoriser la dégradation des métaux non protégés, ce qui augmente les besoins d'entretien. Certains matériaux, comme la fonte, peuvent nécessiter des revêtements spéciaux afin de résister à la corrosion favorisée par l'humidité.

Tableau (I.3) : Humidité moyenne mensuelle relative %.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	mai	Jui	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Humidité %	79	67	68	70	62	46	41	50	63	64	75	71

Source : (Office Nationale de Météorologie) ONM 2025.

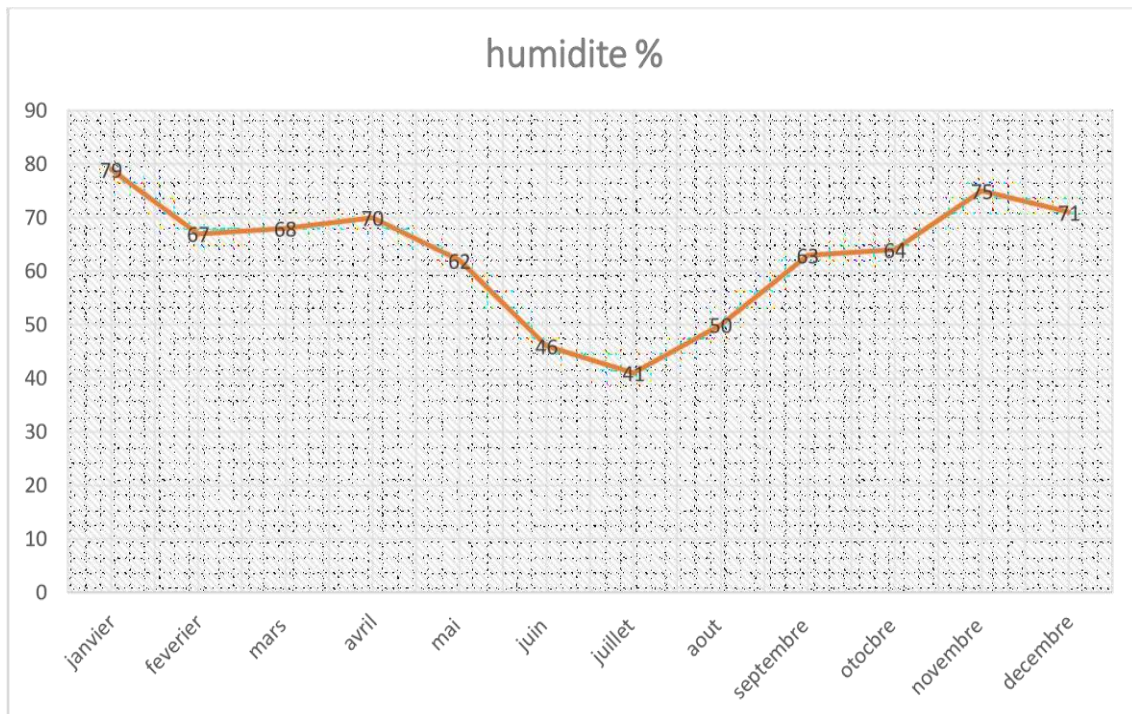


Figure (I.6) : Graphique de l'humidité observée dans la région d'étude.

I.6.4. Evaporation

Le tableau (I.4) et la figure (07) correspondante présentent la répartition mensuelle de l'évaporation dans la région d'étude. L'évaporation atteint son maximum en juillet avec 189,0 mm, suivi de juin (187,6 mm) et août (144,9 mm), ce qui correspond à la période la plus chaude et la plus ensoleillée de l'année. Le minimum est observé en janvier avec 31,3 mm, suivi de novembre (35,9 mm) et décembre (43,0 mm), en relation avec des températures plus basses et une faible exposition solaire. Le total annuel de l'évaporation s'élève à 1 066,8 mm, traduisant un climat caractérisé par une forte évaporation estivale. Ces données sont essentielles pour la gestion des ressources en eau et la planification hydraulique, car elles permettent d'estimer les pertes en eau, notamment au niveau des réservoirs. Il peut ainsi être nécessaire de prévoir des volumes supplémentaires pour compenser ces pertes ou d'adopter des solutions techniques afin de limiter l'évaporation.

Tableau (I.4) : Répartition mensuelle de l'évaporation (en mm).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Evapor	31.3	52.4	60.9	57.6	84.2	187.6	189.0	144.9	97.1	82.9	35.9	43.0

Source : (Office Nationale de Météorologie) **ONM 2025.**

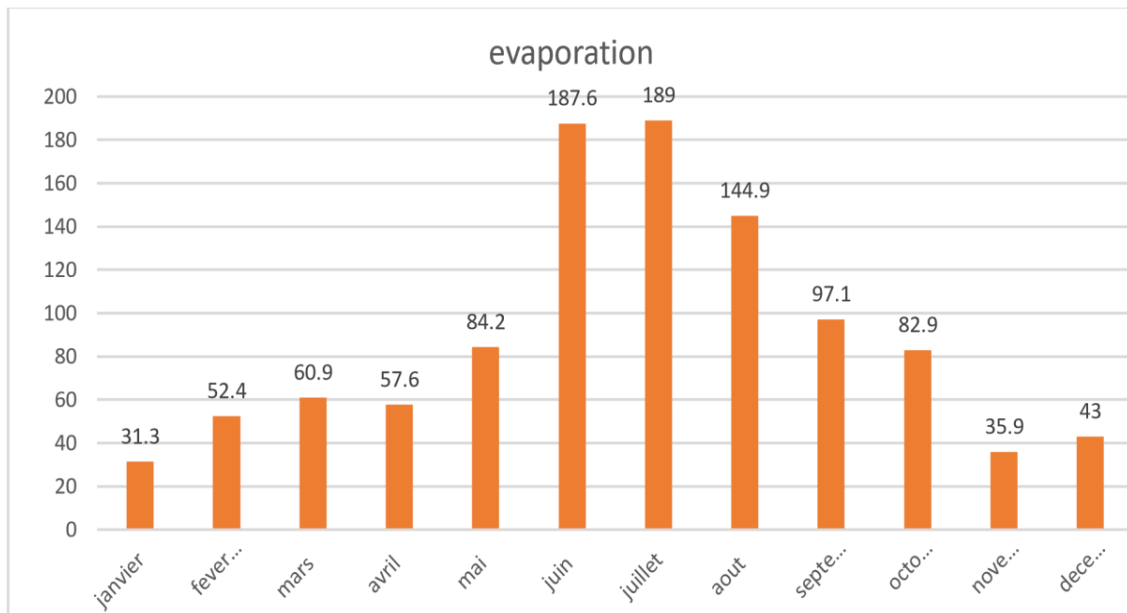


Figure (I.7) : Evaporation moyenne observée dans la région d'étude.

I.7. Ressources en eau

Le présente village (Ain Oulbane, Oulbane haut, Ouled Abed) sont alimentée à partir des eaux de surface et à partir des eaux souterraines.

La production en eau se présente comme suit :

- Eaux superficielles : Barrages de Koudiat Acerdoune
- Eaux souterraines : Forage de Ouled Kebir

Tableau (I.5) : Caractéristiques des sources d'alimentation en eau (barrage et Forage).

	Barrage de Koudiat	Forage de ouled kebir
Profondeur	/	150 m
Débit	/	3 l/s
Diamètre	/	17 cm
Volume	640 Hm ³	/
Hauteur de la digue	121 m	/
Langueur en crête	475 m	/
Surface du bassin versant	2790 km ²	/
Latitude X	580°.10	36°.4766
Longitude Y	354°.70	3°.69901
Altitude Z	217°.00	422°.1014

I.7.1. Ouvrages de stockage

Les ouvrages de stockages de notre zone sont constitués de deux réservoirs R500 et R300, complètes par deux bâche a eau assurant le rôle de régulation et de sécurisation de l'alimentation. Le schéma explicatif ci-après illustre les conduites d'adduction et de distribution, des ouvrages de stockage ainsi que des ressources en eau.

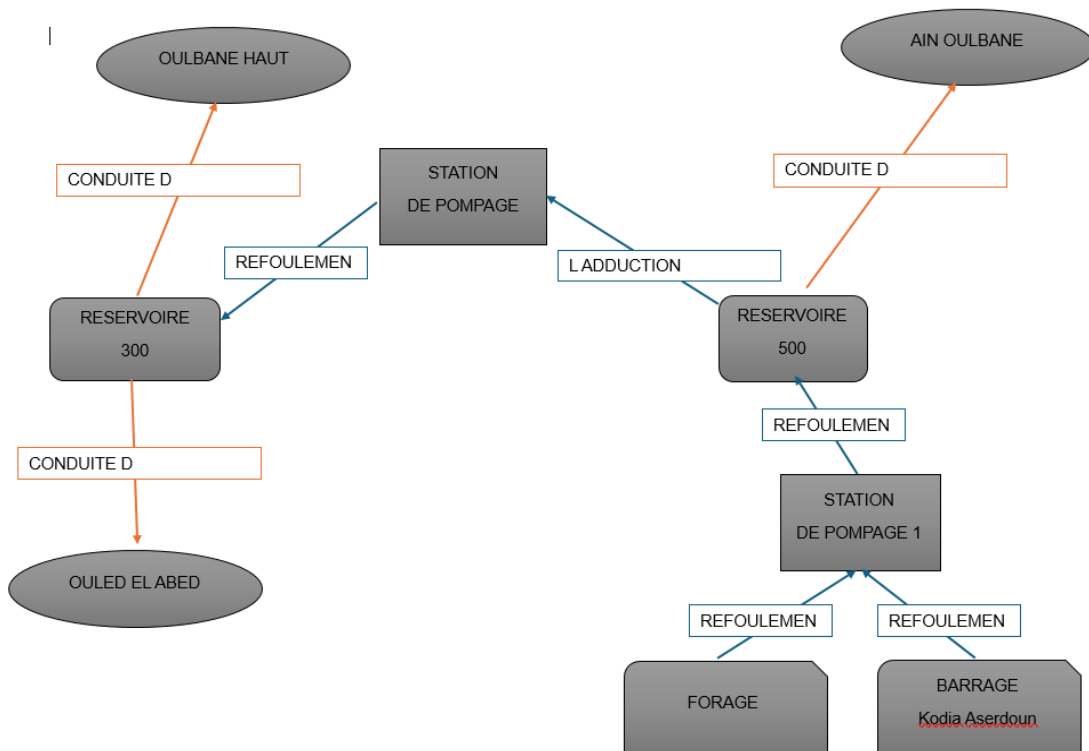


Figure (I.8) : schéma explicatif du système d'alimentation en eau potable Ressources en eau, conduites et ouvrages de stockage.

I.8. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de présenter la zone d'étude par ses différentes situations et nous a donné un aperçu général sur les villages Ain Oulbane, Oulbane Haut, Ouled Abed commune de Kadiria. Ces informations constituent une base essentielle pour l'étude et le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable.

CHAPITRE II : Evaluation des besoins en eau

Chapitre II : Évaluation des besoins en eau.

II.1. Introduction

L'évaluation des besoins en eau est une étape indispensable dans toute étude d'alimentation en eau potable. Elle permet d'estimer les quantités d'eau nécessaires pour satisfaire la population des villages de Ain Oulbane, Oulbane haut et Ouled Abed, relevant de la commune de Kadiria. Cette estimation est basée sur la dotation, qui correspond à la consommation moyenne d'eau par habitant. Elle dépend de plusieurs paramètres notamment l'évolution démographique, les conditions de vie et les équipements existants.

II.2. Évaluation de la population

D'après les informations recueillies auprès du bureau de recensement de l'A.P.C de Kadiria, la population totale de ces villages est estimée à 1118 hab. en 2021 répartie comme suit Ain Oulbane (473 hab), Oulbane Haut(447hab) et Ouled Abed (198 hab.). L'estimation de la population future est une étape essentielle dans l'étude d'un réseau d'alimentation en eau potable, car elle permet de déterminer les besoins en eau à l'horizon de calcul.

Les réseaux d'A.E. P doivent être dimensionnés en tenant compte de l'évolution démographique de la population dans le temps. Pour cela, le nombre d'habitants à un horizon futur est calculé en appliquant la loi d'accroissement géométrique donnée par :

$$P_n = P_0(1 + T)^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Où :

P_n : Population à l'horizon de calcul ;

P_0 : Population de l'année de référence (2021) ;

T : Taux d'accroissement annuel de la population (%) ;

N : Nombre d'années séparant l'année de référence de l'horizon de calcul.

D'après les données recueillies au niveau de L'A.P.C de Kadiria, le taux d'accroissement démographique est de 2%.

Tableau (II.1) : Nombre d’habitants par horizon.

Localité	Nbre hab. 2021	Taux d'accroissement	Nbre hab. 2026	Nbre hab. 2056
Ain oulbane	473	2%	522,230	945,947
Oulbane haut	447		493,524	893,950
Ouled Abed	198		218,607	395,978
Total	1118		1234,362	2235,876

II.3. Dotation en eau Potable

La dotation représente la quantité d’eau consommée par unité et par catégorie d’utilisateur, pour notre projet on prend ;

- **Besoin domestiques** : 150 l/j/hab.
- **Besoins scolaires** :
 - École primaire : 10 l/j/élève
- **Besoin socioculturelle** :
 - Mosquée : 20 l/j/personne.
- **Besoin Public** :
 - Salle de soin : 30 l/j/patient.
- **Besoins administratifs** :
 - Caserne : 30 l/j/personne.

II.4. Estimation des besoins en eau potable

II.4.1. Les consommation moyenne journalier

II.4.1.1. La consommation moyenne domestique

Le débit moyenne journalier domestique au cours de l’années et donnée par la formule :

$$Q_{moy} = \frac{N \cdot D}{1000} \dots\dots\dots(II.2)$$

Où :

Q_{moy}=Consommation moyenne domestique journalier ;

N: Nombre d’habitant à l’horizon donnée ;

D : dotation égale à 150 l/j/hab.

II.4.1.2. La consommation moyenne des équipements

Le débit moyenne journalier est donnée par l’expression suivant :

$$Q_{moy\ equip} = \frac{N \cdot D}{1000} \dots\dots\dots(II.3)$$

Où :

Q_{moy}: consommation moyenne d’équipement journalière ;

N : Nombre d’unité ;

D : la norme unitaire soit (l/lit/j, l/m²/j, l/élevé/j...).

II.4.1.3. Calcul les différents besoins actuels et future

1. Besoin domestique

Tableau (II.2) : Déterminations des besoins domestiques.

Villages	Nombre d'habitants		Dotation (l/hab/j)	Q _{moy} [m ³ /j]	
	2026	2056		2026	2056
Ain Oulbane	523	946	150	78.45	141.9
Oulbane Haut	494	894		74.1	134.1
Ouled Abed	219	396		32.85	59.4
Total	1236	2236		185.4	335.4

II.4.1.4. Estimation des besoins d’équipement futur

Afin d’évaluer les besoins futurs en équipement, on utilise le rapport entre les besoins en équipement et les besoin domestiques. à partir de cette relation il devient possible d’estimer les besoins en équipement pour l’horizon de projection considérée.

$$\frac{Q_{equip\ 2026}}{Q_{dom\ 2026}} = \frac{Q_{equip\ 2056}}{Q_{dom\ 2056}} \quad Q_{equip\ 2056} = \frac{Q_{dom\ 2056}}{Q_{dom\ 2026}} * Q_{equip\ 2026} \dots\dots\dots(II.4)$$

Où :

Q_{dom} : Débit moyenne journalier annuelle domestique à l’horizon donnée,

Q_{equip} :débit moyenne journalier annuelle des équipements à l’horizon donnée.

1. Besoins scolaires

Le tableau suivant nous illustre les besoins scolaires en eau comme suit :

Tableau (II.3) : Déterminations des besoins scolaires.

Villages	L'établissement	Nombre	Nombre élèves	Dotation (l/j/élève)	Besoins (m ³ /j)	
					2026	2056
Ain oulbane	Néant	/	/		/	/
Oulbane haut	Ecole primaire	1	190	10	1.9	3.438
Ouled Abed	Néant	/	/		/	/
total	/	1	190	10	1.9	3.438

2. Besoin socioculturel

Tableau (II.4) : détermination des besoins socioculturels.

Villages	Désignation	Nombre	Nombres d'usagers	Dotation (l/j/usager)	Besoins (m ³ /j)	
					2026	2056
Ain oulbane	Mosquée	1	450	20	9	16.279
Oulbane haut	Néant	/	/	/	/	/
Ouled Abed	Néant	/	/	/	/	/
Total	/	1	450	20	9	16.279

3. Besoin administratif

Tableau (II.5) : Détermination des besoins administratifs.

Villages	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m ³ /j)	
					2026	2056
Ain oulbane	Néant	/	/	/	/	/
Oulbane haut	Caserne	1	150	150	22.5	40.718
Ouled Abed	Néant	/	/	/	/	/
Total	/	1	150	150	22.5	40.718

4. Besoins publics :

Tableau (II.6) : Détermination des besoins publics.

Villages	Equipement	Unité	Nombre de patient	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m ³ /j)	
					2026	2056
Ain oulbane	Néant	/	/	/	/	/
Oulbane haut	Salle de soin	1	30	30	0.9	1.630
Ouled Abed	Néant	/	/	/	/	/
Total	/	1	30	30	0.9	1.630

II.4.2. Récapitulation de la consommation moyenne totale

La consommation moyenne journalier totale de la zone d'étude est calculée comme suit :

$$Q_{\text{moy}} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{eq}} \dots \dots \dots (II.5)$$

Où :

$Q_{\text{moy j}}$: Débit moyenne journalier (m³/j) ;

Q_{dom} : Débit domestique (m³/j) ;

Q_{eq} : Débit d'équipement public (m³/j).

Après une étude de détaillée des différents besoins en eau, nous dressons tableau récapitulatif de toutes déferents catégories de consommation afin qu'on puisse calculer la consommation moyenne journalière

Tableau (II.7) : Récapitulation de la consommation en eau potable.

Villages	Ain oulbane		Oulbane haut		Ouled Abed	
	2026	2056	2026	2056	2026	2056
Besoins						
Domestiques	78.45	141.9	74.1	134.1	32.85	59.4
Scolaires	/	/	1.9	3.438	/	/
Socioculturels	9	16.279	/	/	/	/
Administratifs	/	/	30	40.718	/	/
Public	/	/	0.9	1.630	/	/
Total	87.45	158.179	106.9	179.887	32.85	59.4

Donc la consommation moyenne journalière pour les trois villages et de :

- ❖ $Q_{moy j} \text{ (actuel)} = 227.2 \text{ m}^3/\text{j}$
- ❖ $Q_{moy j} \text{ (long terme)} = 397.466 \text{ m}^3/\text{j}$.

II.4.3. Majoration de la consommation moyenne journalière

Le débit moyenne journalier est obtenu en tenant comptes des fuites au niveau de conduites et dans le but de compenser ces fuites physiques, nous optons pour une majoration de 20%, donc le débit moyenne journalier est repente dans ce tableau :

Tableau (II.8) : La consommation moyenne journalière.

Villages	Q _{moy} (m ³ /j)		Q _{Qmoyj} majoré de 20%			
	2026	2056	2026		2056	
			(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)
Ain Oulbane	87.45	158.179	104.94	1.214	189.814	2.196
Oulbane Haut	106.9	179.887	128.28	1.484	215.864	2.498
Ouled Abed	32.85	59.4	39.42	0.456	71.28	0.825
Total	227.2	397.466	272.64	3.155	476.959	5.520

II.4.4. La consommation maximum journalière

Au cours de l'années, la consommation d'eau moyenne peut présenter des variations

caractérisées par des pointes journalières. Ainsi, le débit maximum journalier $Q_{max j}$ peut être déterminé à partir de débit moyen journalier $Q_{moy j}$ en appliquant suivante :

$$Q_{max j} = Q_{moy j} * K_s \dots\dots\dots (II.6)$$

Où :

$Q_{max j}$: Débit maximum journalière (l/s) ;

$Q_{moy j}$: Débit moyen journalière (l/s) ;

K_s : Coefficient de variation saisonnière pris de 30%.

Tableau (II.9) : la consommation maximale journalière.

Villages	$Q_{moy j}$				K_s	$Q_{max j}$		
		2026	2056			2026	2056	
	(m ³ /j)	(L/s)	(m ³ /j)	(L/s)		(L/s)	(L/s)	(m ³ /j)
Ain Oulbane	104.94	1.214	189.814	2.196	1.3	1.578	2.856	246.759
Oulbane Haut	128.2	1.484	215.864	2.498		1.930	3.247	280.624
Ouled Abed	39.42	0.456	71.28	0.825		0.593	1.072	92.664
Total	272.6	3.155	476.95	5.520		4.1022	7.176	620.047

Donc le $Q_{max j}$ pour les trois villages est de :

- ❖ $Q_{max j}$ (actuel) = 4.1022 (L/s)
- ❖ $Q_{max j}$ (long Terme) = 620.0476 (m³/j).

II.4.5. Débit maximum horaire (Débit de pointe)

Au cours de journée, la consommation présente des maximums ou des points horaires. Cette consommation de pointe journalière donnée par la formule :

$$Q_{max.h} = K_{max.h} * \frac{Q_{max.j}}{24} \dots\dots\dots (II.7)$$

Et :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \dots\dots\dots(II.8)$$

Avec : α_{max} : Facteur qui dépend de l'agglomération et du niveau de développement sanitaire [1.2 ,1.6] ;

β_{max} : Facteur qui tient compte du nombre d'habitant de l'agglomération.

Le tableau donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (II.10) : la valeur de β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

Nb d'hab. $\times 10^3$	<1.0	1.5	2.5	4.0	6.0	10	20	30	100	300	>1000
β_{max}	2.00	1.80	1.60	1.50	1.40	1.30	1.20	1.15	1.10	1.03	1.00

On a un nombre d'habitant inferieur a 1000 hab donc on prend un β_{max} de 2.

Les valeurs des débits de points pour les trois villages sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau (II.11) : la consommation maximal horaire.

Village			Ain Oulbane	Oulbane Haut	Ouled Abed
Population			473	447	198
α max			/	1.6	/
β_{max}			/	2	/
Kmax/h			/	3.2	/
Qmax/j	2026	(L/s)	1.578	1.930	0.593
		(m ³ /j)	136.422	166.764	51.246
	2056	(L/s)	2.856	3.247	1.0725
		(m ³ /j)	246.759	280.624	92.664
Qmax/h	2026	(L/s)	5.052	6.176	1.898
		(m ³ /j)	436.550	533.644	163.987
	2056	(L/s)	9.139	10.393	3.432
		(m ³ /j)	789.630	897.997	296.524

D'après les résultats obtenus, les débits de pointe horaire augmentent à l'horizon 2056 pour les trois villages. Le village d'Oulbane Haut présente la consommation maximale la plus élevée, tandis que Ouled Abed enregistre les valeurs les plus faibles. Le débit de point horaire obtenu sera utilisé pour le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable.

II.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons procédé à l'estimation des besoins en eau potable (Q_{moyj} , Q_{maxj} et Q_{maxh}) des agglomérations de Ain Oulbane, Oulbane Haut et Ouled El Abed, en tenant compte de l'évolution prévisionnelle de la population aux différents horizons d'étude. Cette analyse a permis de déterminer les débits caractéristiques, notamment les débits de pointe journaliers et horaires, indispensables au dimensionnement des ouvrages du système d'alimentation en eau potable.

À l'échelle de l'ensemble des agglomérations, le débit maximal journalier évoluera de 4 l/s en 2026 à 7,18 l/s en 2056. De même, le débit de pointe horaire passera de 13,13 l/s à 22,96 l/s sur la même période, traduisant une augmentation significative des besoins en eau.

Concernant les deux agglomérations retenues pour le dimensionnement des réseaux de distribution, à savoir celle alimentée par le réservoir R500 (Ain Oulbane) et celle alimentée par le réservoir R300 (Oulbane Haut et Ouled El Abed), les résultats montrent une évolution notable des débits.

Pour l'agglomération alimentée par le R500 (Ain Oulbane), le débit maximal journalier passera de 1,58 l/s en 2026 à 2,86 l/s en 2056, tandis que le débit de pointe horaire évoluera de 5,05 l/s à 9,14 l/s.

Pour l'agglomération alimentée par le R300 (Oulbane Haut et Ouled El Abed), le débit maximal journalier augmentera de 2,52 l/s à 4,32 l/s, et le débit de pointe horaire passera de 8,08 l/s à 13,82 l/s à l'horizon 2056.

Ces résultats mettent en évidence l'importance de prendre en considération cette évolution des besoins afin d'assurer un dimensionnement adéquat des réseaux de distribution et du système d'adduction, garantissant ainsi la satisfaction durable de la demande en eau potable dans les conditions futures de fonctionnement.

CHAPITRE III :
Modélisation et dimensionnement du
système de distribution

Chapitre III : Modélisation et Dimensionnement du Système de Distribution.

III.1. Introduction

Ce chapitre est consacré au dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable (AEP) des localités Ouled Oulbane, Oulbane Haut, Ouled Abed. Il vise à assurer la distribution de l'eau à l'ensemble des consommateurs, en garantissant des débits suffisants ainsi que des pressions et des vitesses adaptées à chaque point du réseau. Pour ce faire, une analyse hydraulique complète sera réalisée afin de déterminer les paramètres essentiels et de sélectionner de manière optimale les diamètres des conduites, de manière à répondre efficacement aux besoins actuels et futurs de l'agglomération.

III.2. Description d'un réseau D'AEP

Un réseau d'eau potable est un ensemble de circuits hydrauliques qui permettent de véhiculer l'eau potable depuis le réservoir jusqu'aux abonnés ou jusqu'aux différents consommateurs avec des vitesses acceptables et des pressions suffisantes. L'eau est distribuée aux consommateurs par des réseaux de conduites locaux, à l'intérieur de la zone à alimenter.

Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont [1]

- Les réservoirs.
- Les conduites de différents diamètres et natures.
- Les branchements.
- Les accessoires et les pièces spéciales.

III.3. Type de réseau de distribution

Le réseau de distribution peut prendre plusieurs schémas qui seront choisis selon le type, la structure et l'importance de l'agglomération. Ces réseaux peuvent être maillés ou ramifiés. En général, on utilise les réseaux maillés dans les zones urbaines et les réseaux ramifiés dans les zones rurales [1]

III.3.1. Réseau maillé

Le réseau maillé est une configuration dans laquelle les conduites sont interconnectées de manière à former des boucles fermées. Ce type de réseau assure une alimentation continue et sécurisée, car en cas de défaillance d'une conduite, il est possible d'isoler la zone concernée tout en maintenant la distribution d'eau par d'autres tronçons. Il permet également une meilleure répartition des pressions et des débits dans le réseau. Toutefois, sa mise en œuvre reste plus coûteuse et son calcul hydraulique plus complexe que celui des réseaux ramifiés.

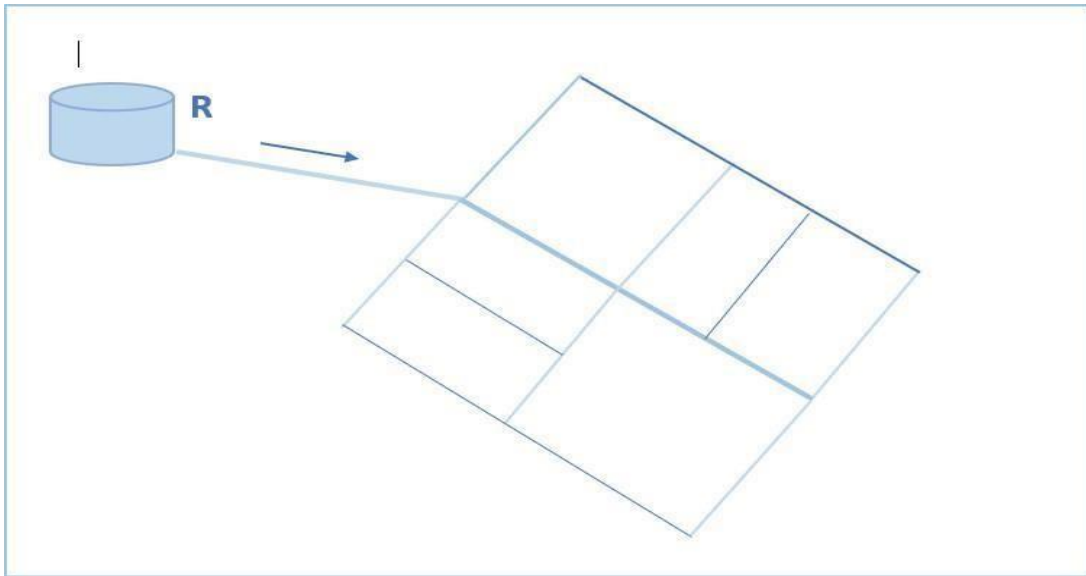


Figure (III.1) : Réseau maillé.

III.3.2. Réseau ramifié

L'eau circule dans les tronçons dans un seul sens : des conduites principales vers les conduites secondaires. Ce réseau est économique et facile à calculer mais le manque de sécurité (en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau) reste son inconvénient [1].

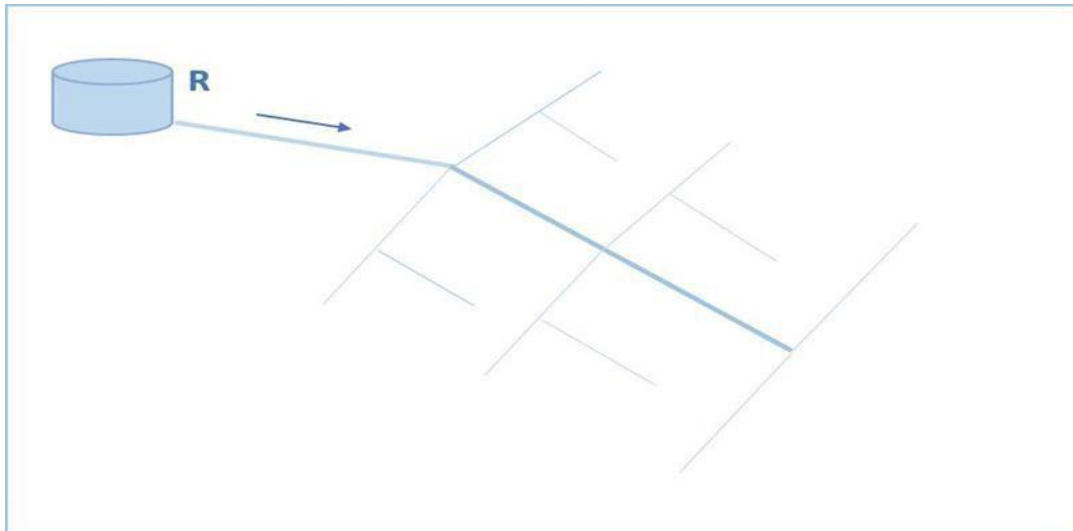


Figure (III.2) : Réseau ramifié.

III.3.3. Réseau mixte :

Le réseau mixte lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée permettant d'alimenter quelques zones isolées de l'agglomération [1].

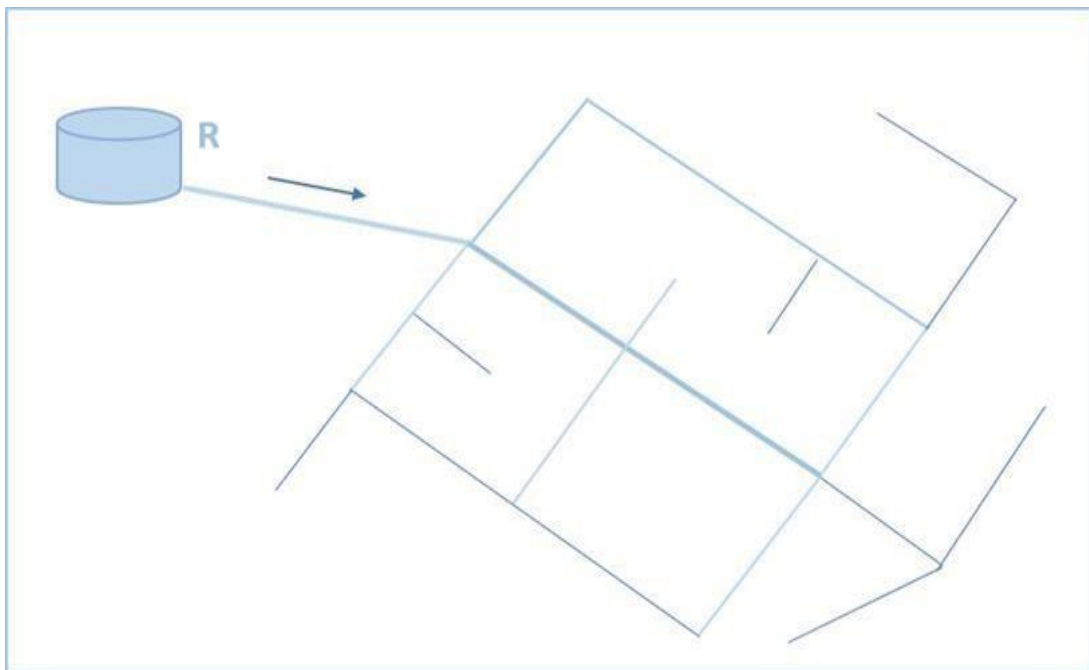


Figure (III.3) : Réseau mixte.

III.3.4. Réseau étagé :

Il est constitué de réseaux indépendants, permettant d'éviter les hautes pressions au niveau des points bas en cas de reliefs accidentés et des dénivelés importantes. Un réservoir intermédiaire permettant de régler les pressions au niveau des points bas bus réseau doit être installé [1].

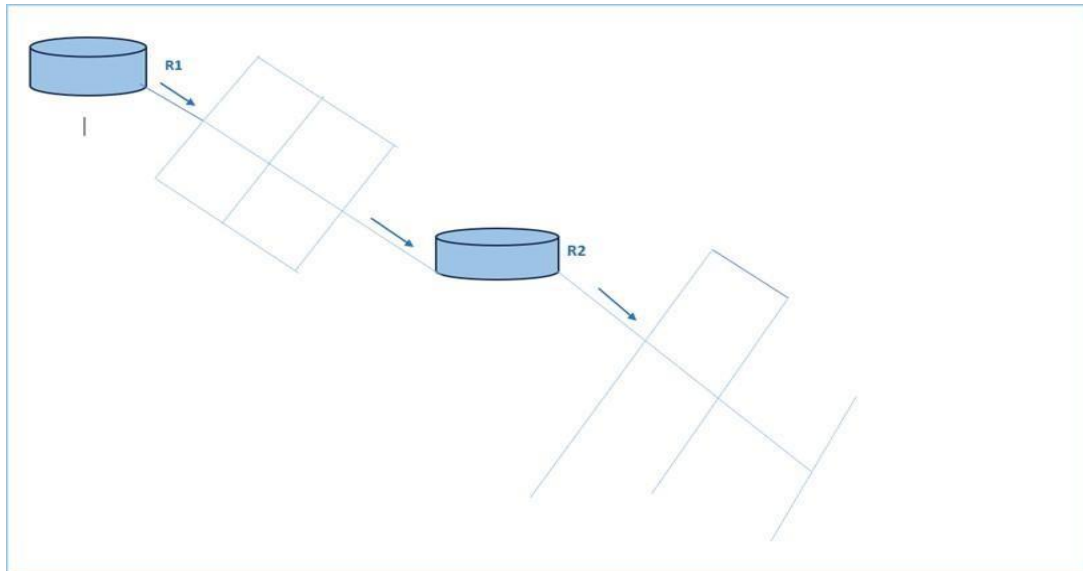


Figure (III.4) : Réseau étagé

III.4. Conception d'un réseau de distribution :

La conception d'un réseau de distribution d'eau nécessite la prise en compte de plusieurs facteurs susceptibles d'influencer son fonctionnement et son dimensionnement. Parmi ces facteurs, on peut citer[2].

- L'emplacement des quartiers.
- La localisation des consommateurs.
- Le relief du terrain.
- La nécessité d'assurer un service fiable et continu.

III.5. Choix du type de matériaux :

Le choix du matériau à utiliser pour la conception des conduites repose sur plusieurs critères essentiels, notamment [2].

- Le diamètre des conduites.
- La pression de service admissible.
- Les conditions de transport et de pose.
- Le coût.
- La durée de vie.
- La disponibilité sur le marché.

Dans le cadre de cette étude, le matériau retenu est le polyéthylène haute densité (PEHD), en raison de ses performances mécaniques et hydrauliques avantageuses. En effet, ce matériau se distingue par sa large disponibilité, sa facilité d'installation grâce à sa grande flexibilité, ainsi que la fiabilité de ses branchements, limitant les risques de fuite. Il présente également de bonnes caractéristiques hydrauliques, avec un faible coefficient de rugosité, et une durée de vie estimée à environ 50 ans à une température de 20°C.

Par ailleurs, le (PEHD) offre une excellente résistance aux dépôts internes, aux agressions externes et aux phénomènes microbiologiques. Il possède aussi une bonne résistance mécanique et disponible en plusieurs classes de pression (PN06, PN10, PN16, PN20 et PN25). Enfin, ce matériau répond pleinement aux exigences des normes relatives à l'eau potable.

III.6. Choix du Tracé :

Lors de la définition du tracé final d'un réseau de distribution d'eau, il est indispensable de prendre en considération plusieurs facteurs. Voici les points clés à examiner :

- Établir un sens prédominant pour assurer la distribution aux consommateurs.
- Identifier les zones avec une forte population.
- Réduire au maximum les zones rocheuses, les accès difficiles, et les terrains irréguliers.

III.7. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Afin de dimensionner un réseau d'AEP, des calculs seront effectués pour déterminer la demande des nœuds (débit aux nœuds) qui constituent ce dernier.

III.7.1. Cas de l'heure de pointe

III.7.1.1. Débit spécifique

Il est défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau. Il peut s'exprimer par la formule suivante :

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \dots\dots\dots (III.3)$$

Avec :

Q_s : Débit spécifique (l/s/m) ;

Q_p : Débit de pointe horaire (l/s) ;

∑L_i : Somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

III.7.1.2. Débit en route :

Le débit en route est calculé par la relation suivante :

$$Q_r = Q_s * L_i \dots\dots\dots (III.2)$$

Avec :

Q_r : Débit en route dans le tronçon i (l/s),

Q_s : Débit spécifique (l/s/m),

L_i : Longueur du tronçon i.

III.7.1.3. Débit aux nœuds

Le débit nodal est le débit concentré en chaque jonction des conduites du réseau. Il est déterminé comme suit :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_r + \sum Q_c \dots\dots\dots (III.3)$$

Avec :

Chapitre III Modélisation et Dimensionnement du Système de Distribution.

Q_n : Débit au nœud i (l/s) ;

ΣQ_{ri} : la somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s) ;

ΣQ_{ci} : la somme des débits concentrés aux nœuds i (l/s).

Le tableau (III.1) résume le calcul des débits en route maximale dans tous les tronçons du réseau (1)

Tableau (III.1) : Calcul des débits en routes (Réseau 1)

village	Tronçons	Longueur (m)	Qsp (L/S)	Débit route (l/s)
Ain oulbane	R500 -1	140	0,003	0,559
	1-2	280	0,003	1,119
	2-3	200	0,003	0,799
	2-4	50	0,003	0,199
	4-5	300	0,003	1,199
	5-6	90	0,003	0,359
	5-7	190	0,003	0,759
	7-8	130	0,003	0,519
	7-9	120	0,003	0,479
	5-5'	100	0,003	0,399
	5'-10	70	0,003	0,279
	10-11	300	0,003	1,199
	10-12	125	0,003	0,499
	5'-5''	190	0,003	0,759
somme		2285		9,139

Le tableau (III.2) résume le calcul des débits aux nœuds dans tous les tronçons du réseau (1).

Tableau (III.2) : Calcul des débits aux nœuds (Réseau 1).

Village	Nœuds	Tançons (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
Ain oulbane	N1	R500-1	0,559	0,839
		1-2	1,119	
	N2	2-1	1,119	1,059
		2-3	0,799	
		2-4	0,199	
	N3	3-2	0,799	0,399
	N4	4-2	0,199	0,699
		4-5	1,199	
	N5	5-4	1,199	0,979
		5-6	0,359	
		5-5'	0,399	
	N6	6-5	0,359	0,179
	N7	7-5	0,759	0,879
		7-8	0,519	
		7-9	0,479	
	N8	8-7	0,519	0,259
	N9	9-7	0,479	0,239
	N5'	5'-5	0,399	0,719
5'-5"		0,759		
5'-10		0,279		
N5"	5"-5'	0,759	0,379	
N10	10-5'	0,279	0,989	
	10-12	0,499		
	10-11	1,199		
N11	11-10	1,199	0,599	
N12	12-10	0,499	0,249	
somme				8,479

Tableau (III.3) : Calcul des débits en routes (Réseau 2)

Village	Tançons	Longueur (m)	Qsp (L/S)	Débit route (l/s)
ouled abed	1-2	240	0,002	0,705
	2-3	150	0,002	0,440
	2-4	142	0,002	0,417
	4-5	110	0,002	0,323
	4-6	40	0,002	0,117
	6-7	260	0,002	0,764
	7-8	110	0,002	0,323
	8-9	110	0,002	0,323

Chapitre III Modélisation et Dimensionnement du Système de Distribution.

	8-10	268	0,002	0,787
	10-11	110	0,002	0,323
	10-12	190	0,002	0,558
	12-13	228	0,002	0,670
	13-14	186	0,002	0,546
	14-15	30	0,002	0,088
	15-16	115	0,002	0,337
	15-17	245	0,002	0,720
	17-18	180	0,002	0,529
	17-19	105	0,002	0,308
	19-20	30	0,002	0,088
oulbane haut	1-A1	214	0,002	0,628
	A1-A2	276	0,002	0,811
	A2-B	200	0,002	0,587
	B-B1	75	0,002	0,220
	A2-C	180	0,002	0,529
	C-C1	60	0,002	0,176
	C1-C2	80	0,002	0,235
	C-D	140	0,002	0,411
	D-D1	175	0,002	0,514
	D1-E	195	0,002	0,573
	E-E1	260	0,002	0,764
Somme		4704		13,825

Tableau (III.4) : Calcule des débits aux nœuds (Réseau 2).

Village	Nœuds	Tançons (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
ouled abed	N1	1-2	0,705	0,352
	N2	2-1	0,705	0,781
		2-3	0,440	
		2-4	0,417	
	N3	3-2	0,440	0,220
	N4	4-2	0,417	0,429
		4-5	0,323	
		4-6	0,117	

Chapitre III Modélisation et Dimensionnement du Système de Distribution.

	N5	5-4	0,323	0,161
	N6	6-4	0,117	0,440
		6-7	0,764	
	N7	7-6	0,764	0,543
		7-8	0,323	
	N8	8-7	0,323	0,717
		8-9	0,323	
		8-10	0,787	
	N9	9-8	0,323	0,161
	N10	10-8	0,787	0,834
		10-11	0,323	
		10-12	0,558	
	N11	11-10	0,323	0,161
	N12	12-10	0,558	0,614
		12-13	0,670	
	N13	13-12	0,670	0,608
		13-14	0,546	
	N14	14-13	0,546	0,317
		14-15	0,088	
	N15	15-14	0,088	0,573
		15-16	0,337	
		15-17	0,720	
	N16	16-15	0,337	0,168
	N17	17-15	0,720	0,778
		17-18	0,529	
		17-19	0,308	
	N18	18-17	0,529	0,264
	N19	19-17	0,308	0,198
		19-20	0,088	
	N20	20-19	0,088	0,044
oulbane haut	NA1	A1-1	0,628	0,720
		A1-A2	0,811	
	NA2	A2-A1	0,811	0,964

		A2-B	0,587	
		A2-C	0,529	
	NB	B-A2	0,587	0,404
		B-B1	0,220	
	NB1	B1-B	0,220	0,110
	NC	C-A2	0,529	0,558
		C-C1	0,176	
		C-D	0,411	
	NC1	C1-C	0,176	0,205
		C1-C2	0,235	
	NC2	C2-C1	0,235	0,117
	ND	D-C	0,411	0,462
		D-D1	0,514	
	ND1	D1-D	0,514	0,543
		D1-E	0,573	
	NE	E-D1	0,573	0,668
		E-E1	0,764	
	NE	E1 -E	0,764	0,382
somme				13,511

III.8. Simulation par le logiciel EPANET 2.0

EPANET est un logiciel de référence dans le domaine de la modélisation hydraulique des réseaux de distribution d'eau. Il permet de simuler les écoulements au sein des conduites, d'analyser le comportement des systèmes et d'évaluer la qualité de l'eau distribuée. Grâce à ses fonctionnalités avancées, il constitue un outil performant pour la conception, l'optimisation et la gestion des infrastructures hydrauliques, offrant ainsi un appui essentiel aux ingénieurs et aux gestionnaires.

III.8.1. Fonction et application

Le logiciel EPANET a pour objectif principal d'analyser l'écoulement et l'utilisation de l'eau dans les réseaux de distribution. Ce modèle est largement utilisé dans différentes applications liées à l'étude et à la gestion des systèmes hydrauliques, notamment :

- L'exploration de différentes stratégies de gestion des réseaux ;
- L'optimisation des régimes de pompage et du fonctionnement des réservoirs ;
- L'analyse de la qualité de l'eau tout en assurant la fiabilité et la sécurité du système.

III.8.2. Plan de Réseau de distribution

Les figures montrent les réseaux 1 et 2 de notre réseau de distribution ramifié.

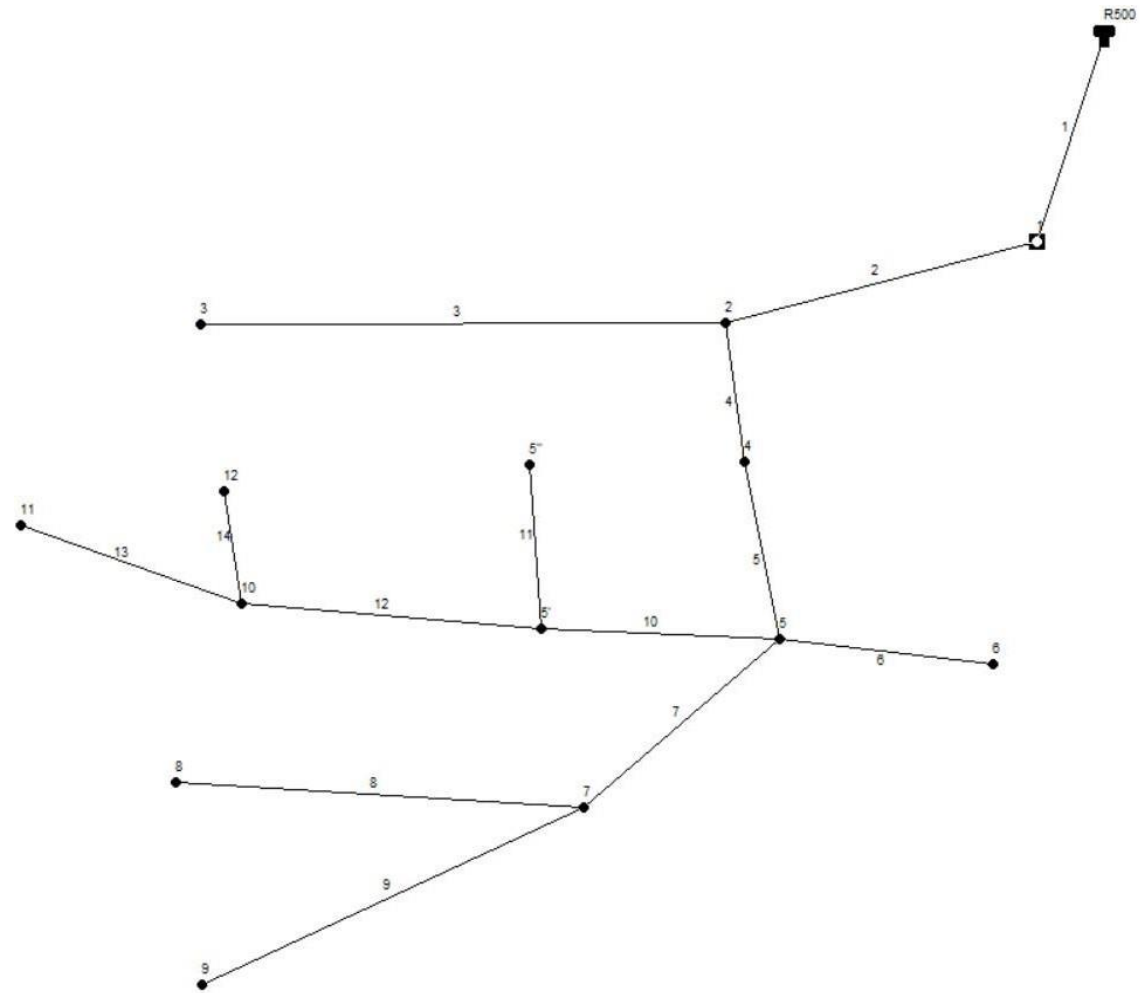


Figure (III.5) : Plan du réseau (1).

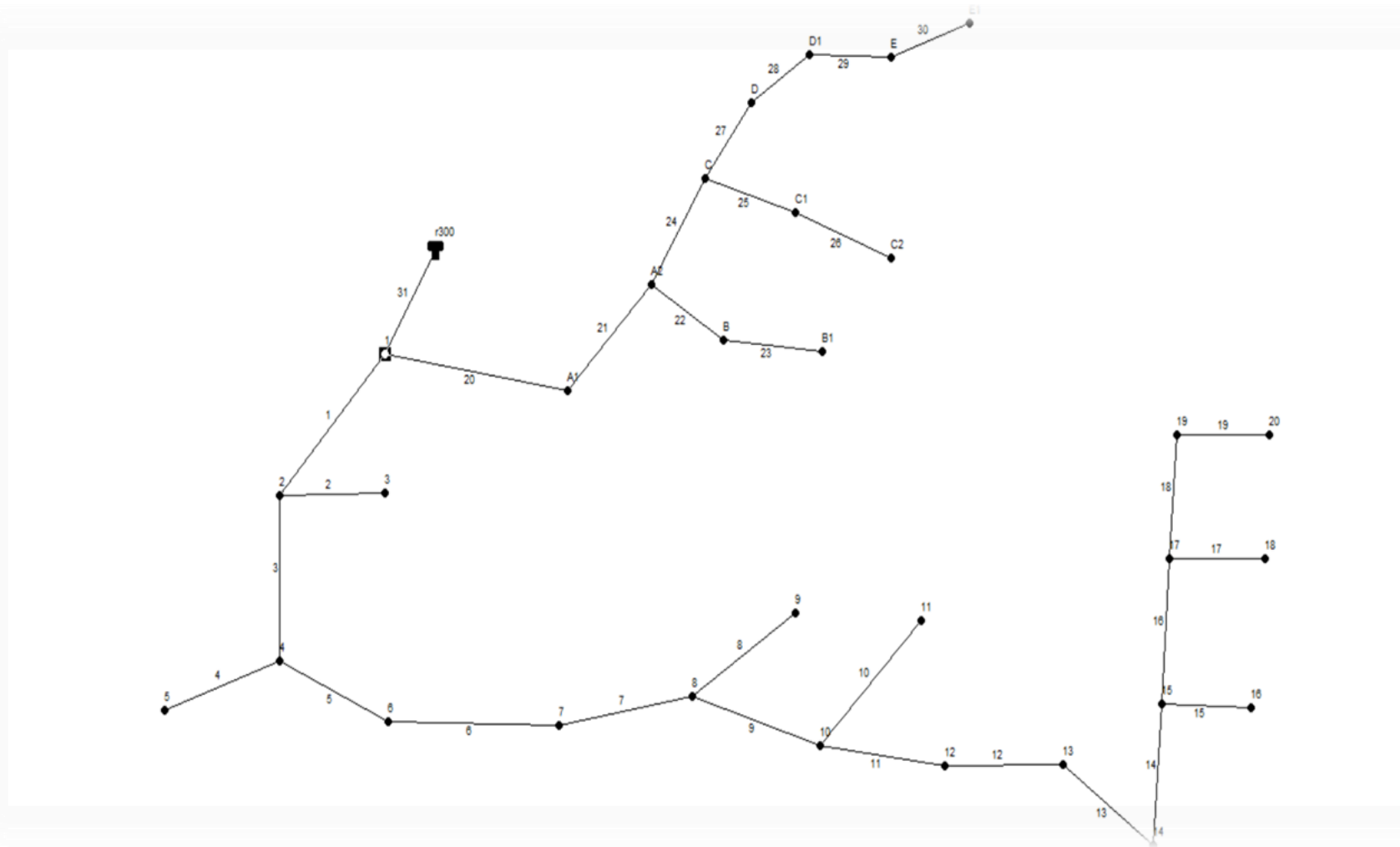


Figure (III.6) : Plan du Réseau (2).

III.8.3. Exécution et simulation à l'heure de pointe

La réussite des simulations hydrauliques à l'aide du logiciel EPANET 2.0 repose sur la disponibilité de données d'entrée précises, notamment la demande de base en débit pour chaque nœud, les altitudes des points de jonction, la cote de radier du réservoir, ainsi que les longueurs exactes des tronçons de conduites. Pour assurer la conformité des vitesses d'écoulement et des pressions aux normes techniques en vigueur, une phase d'optimisation itérative des diamètres de canalisations s'avère indispensable. Les figures (III.7) et (III.8), de même que les tableaux (III.5), (III.6), (III.7), (III.8), synthétisent les résultats obtenus lors des simulations. Ils illustrent l'état hydraulique des réseaux 1 et 2 à l'heure de pointe, en tenant compte de l'implantation des réservoirs R500 et R300, positionnés respectivement à des altitudes de 517m et 636m.

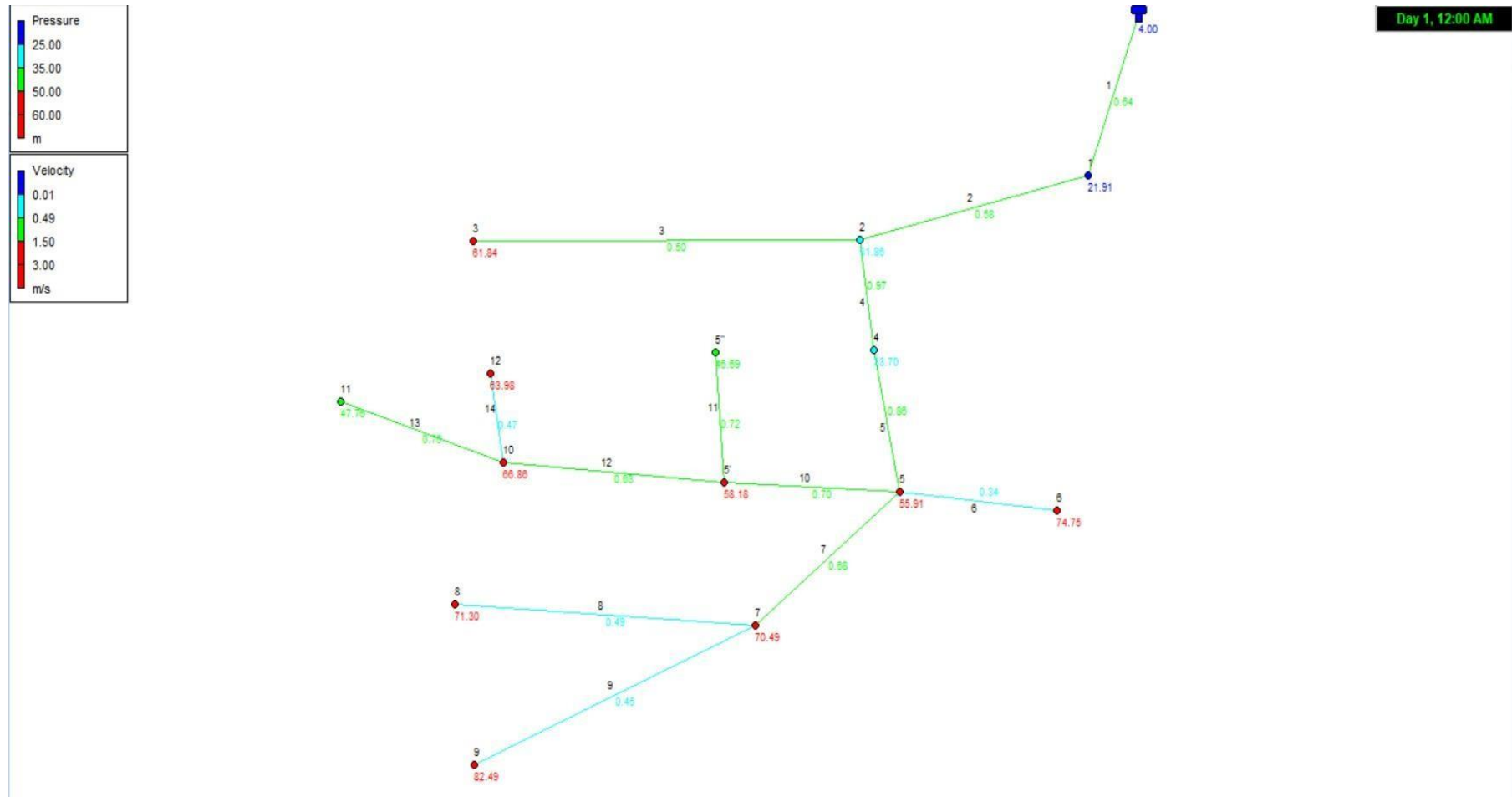


Figure (III.7) : Etat du réseau 1 à l'heure de pointe.

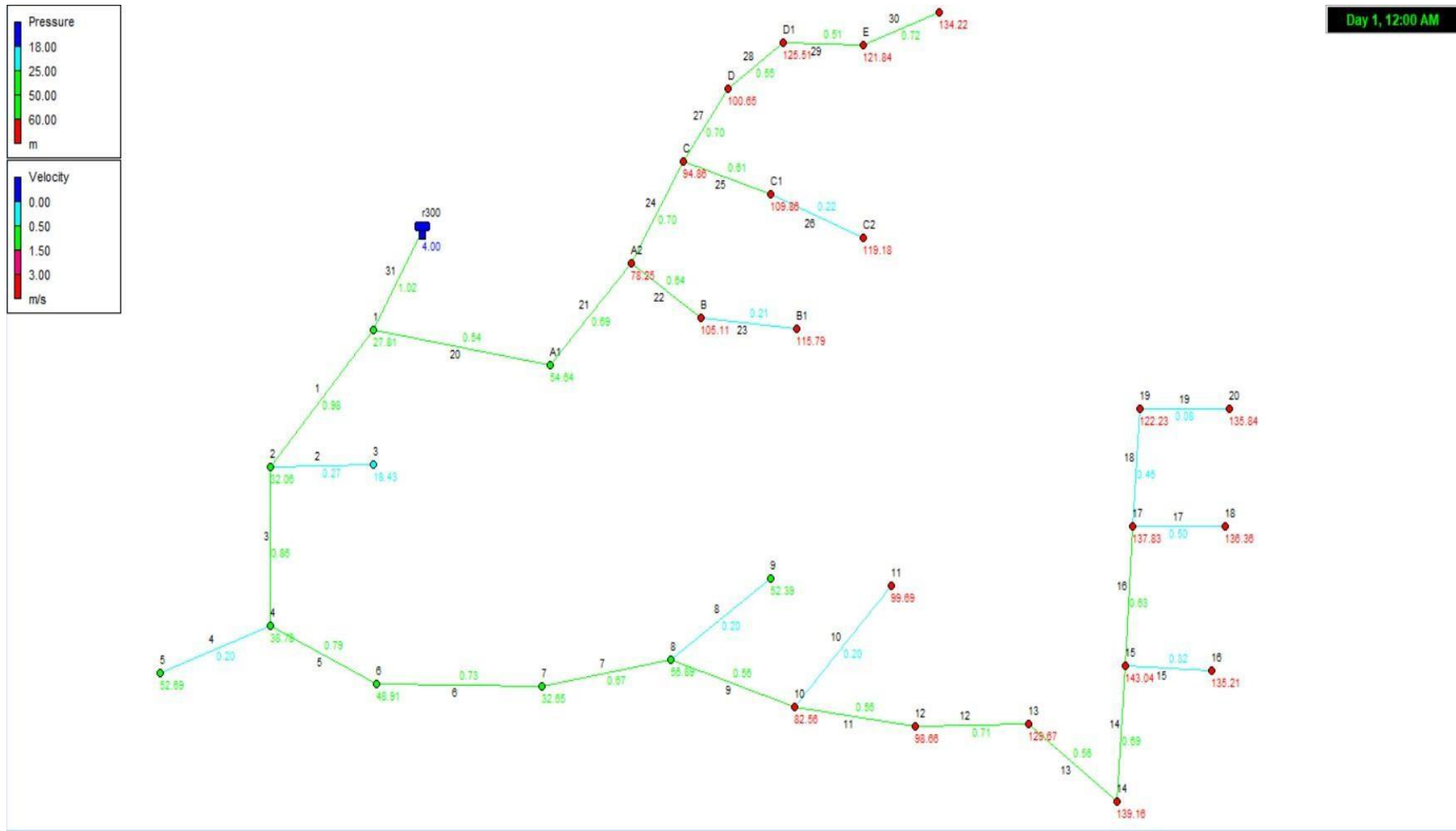


Figure (III.8) : Etat du réseau 2 à l'heure de pointe.

Tableau (III.5) : Etat des Arcs du réseau 1 à l'heure de pointe.

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre int (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 1	140	130	8.48	0.64	3.91
Tuyau 3	200	32	0.40	0.50	12.63
Tuyau 6	90	26	0.18	0.34	7.91
Tuyau 11	190	26	0.38	0.72	31.57
Tuyau 12	70	61	1.84	0.63	9.20
Tuyau 13	300	32	0.60	0.75	26.76
Tuyau 14	125	26	0.25	0.47	14.53
Tuyau 4	50	90	6.18	0.97	13.05
Tuyau 2	280	130	7.64	0.58	3.22
Tuyau 8	130	26	0.26	0.49	15.63
Tuyau 7	190	51	1.38	0.68	12.92
Tuyau 9	120	26	0.24	0.45	13.47
Tuyau 5	300	90	5.48	0.86	10.45
Tuyau 10	100	73	2.94	0.70	9.14

Tableau (III.6) : Etat des Arcs du réseau 2 à l'heure de pointe.

ID Arcs	Longueur (m)	Diamètre int (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 3	142	102	7.02	0.86	8.98
Tuyau4	110	32	0.16	0.20	2.36
Tuyau 5	40	102	6.43	0.79	7.63
Tuyau 8	110	32	0.16	0.20	2.36
Tuyau10	110	32	0.16	0.20	2.36
Tuyau 11	190	90	3.57	0.56	4.72
Tuyau 12	228	73	2.95	0.71	9.22
Tuyau 13	186	73	2.35	0.56	6.02
Tuyau 14	50	61	2.03	0.69	11.02
Tuyau 15	115	26	0.17	0.32	7.03
Tuyau 16	245	51	1.29	0.63	11.34
Tuyau 17	180	26	0.26	0.5	16.14
Tuyau 18	105	26	0.24	0.46	13.72
Tuyau 19	30	26	0.04	0.08	0.58
Tuyau 22	200	32	0.51	0.64	20.12
Tuyau 23	75	26	0.11	0.21	3.19
Tuyau 24	180	73	2.94	0.7	9.14
Tuyau 25	60	26	0.32	0.61	23.40
Tuyau 26	80	26	0.12	0.22	3.59
Tuyau 27	140	61	2.06	0.70	11.32
Tuyau 28	175	61	1.59	0.55	7.06

Chapitre III Modélisation et Dimensionnement du Système de Distribution.

Tuyau 29	195	51	1.05	0.51	7.80
Tuyau 30	260	26	0.38	0.72	31.89
Tuyau 1	240	102	8.02	0.98	11.50
Tuyau 20	214	110	5.14	0.54	3.49
Tuyau 6	260	102	5.99	0.73	10.87
Tuyau 7	110	102	5.44	0.67	9.12
Tuyau 9	268	102	4.56	0.56	4.05
Tuyau 31	20	130	13.51	1.02	9.27
Tuyau 2	150	32	0.22	0.27	4.19
Tuyau 21	276	90	4.42	0.69	7.01

Tableau (III.7) : Etat des nœuds dans le réseau 1 à l'heure de pointe.

ID Nœuds	Altitude (m)	Demande Base (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Nœuds 1	498.54	0.8399	520.45	21.91
Nœuds 2	487.69	1.0599	519.55	31.86
Nœuds 3	455.18	0.3999	517.02	61.84
Nœuds 4	485.20	0.6996	518.90	33.70
Nœuds 5	459.85	0.9799	515.76	74.75
Nœuds 6	440.30	0.1799	515.05	74.49
Nœuds 7	442.82	0.8799	513.31	70.49
Nœuds 9	429.20	0.2399	511.69	82.49
Nœuds 8	439.98	0.2599	511.28	71.30
Nœuds 5'	456.67	0.7199	514.85	58.18
Nœuds 5''	462.16	0.3799	508.85	46.69
Nœuds 10	447.35	0.9899	514.21	66.86
Nœuds 11	458.42	0.5999	506.18	47.76
Nœuds 12	448.41	0.2499	512.39	63.98
Tank R500	517	Sans valeur	521.00	4.00

Tableau (III.8) : Etat des nœuds du réseau 2 à l'heure de pointe.

ID Nœuds	Altitude	Demande base (LPS)	Charge (m)	Pression(m)
Nœuds 1	612	0.3526	639.81	27.81
Noeuds2	605	0.7817	637.06	32.06
Nœuds 3	618	0.2204	636.43	18.43
Nœuds 4	597	0.4291	635.78	38.78
Nœuds 5	582.83	0.1616	635.52	52.69
Nœuds 6	586.56	0.4408	635.47	48.91
Nœuds 7	600	0.5437	632.65	32.65
Nœuds 8	574.75	0.7171	631.64	56.89
Nœuds 9	579	0.1616	631.39	52.39
Nœuds 10	548	0.8347	631.64	83.64
Nœuds 11	530.61	0.1616	631.39	100.78

Nœuds 12	531	0.6142	630.75	99.75
Nœuds 13	497.89	0.6083	628.65	130.76
Nœuds 14	487.28	0.3174	627.53	140.25
Nœuds 15	482.85	0.5731	626.98	144.13
Nœuds 16	489.87	0.1689	626.68	136.81
Nœuds 17	485.28	0.7788	624.20	138.92
Nœuds 18	483.85	0.2645	623.14	139.29
Nœuds 19	499.44	0.1983	622.76	123.32
Nœuds 20	485.81	0.0440	622.74	136.93
Nœuds A1	584.43	0.72001	639.07	54.64
Nœuds A2	558.88	0.9640	639.07	80.19
Nœuds B	528	0.4041	635.04	107.04
Nœuds B1	517.08	0.1102	634.96	117.88
Nœuds C	540.63	0.5584	637.42	117.88
Nœuds C1	524.22	0.2057	636.02	111.80
Nœuds C2	514.62	0.1175	635.91	121.29
Nœuds D	533.25	0.4629	635.84	102.59
Nœuds D1	507.16	0.5437	634.60	127.44
Nœuds E	509.31	0.6686	633.08	123.77
Nœuds E1	488.64	0.3820	630.07	141.43
Tank R300	636	Sans valeur	640.00	4.00

L'analyse des résultats issus de la simulation, présentés dans les figures (III.7) et (III.8), ainsi que dans les tableaux (III.5) (III.6), (III.7) et (III.8) a permis de mettre en évidence certaines insuffisances hydrauliques dans les deux réseaux étudiés.

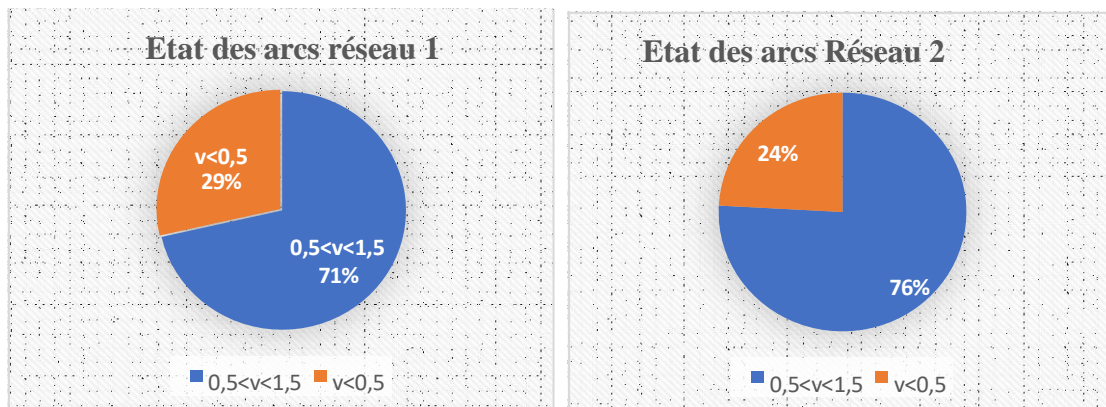


Figure (III.9) : Etats des arcs du réseau ramifié.

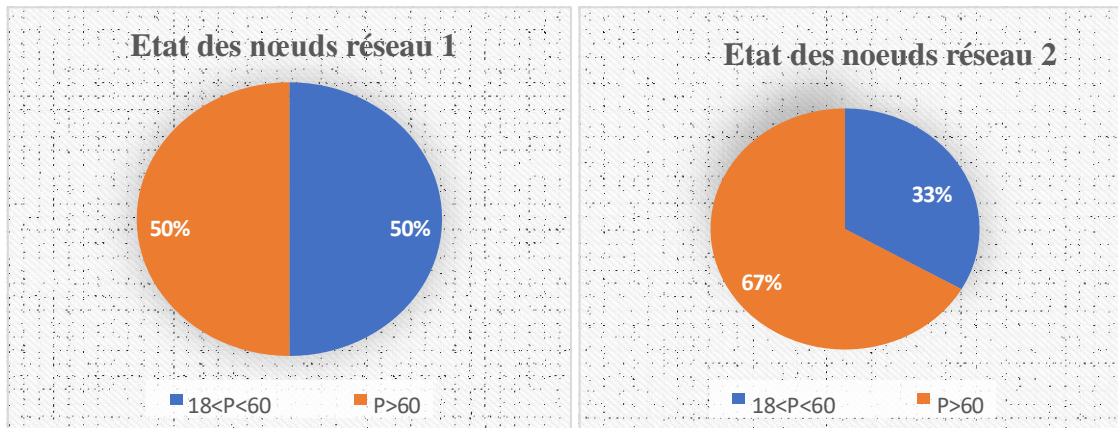


Figure (III.10) : Etats des Nœuds du réseau ramifié.

Il a été observé que 29% et 24% des tronçons dans les réseaux 1 et 2, respectivement, présentent des vitesses d'écoulement inférieures à 0.5 m/s. De telles vitesses faibles favorisent la sédimentation des matières en suspension et augmentent le risque de colmatage. Ces tronçons sont localisés en bout de réseau et sont constitués des conduites de diamètre intérieur 26 mm.

En revanche, la majorité des conduites présentent des vitesses conformes aux recommandations, dans le réseau 1, 71% des tronçons (soit 10 tronçons) affichent des vitesses comprises entre 0.5 et 1.5 m/s, tandis que dans le réseau 2, cette proportion atteint 76% (soit 22 tronçons). Ces valeurs correspondent aux plages recommandées pour un fonctionnement hydraulique optimal.

Par ailleurs, l'analyse des pressions aux nœuds montre que 50% des nœuds dans le réseau 1 et 67% dans le réseau 2 présentent des valeurs supérieures à la norme fixée à 60m. Ces pressions élevées peuvent entraîner des problèmes tels que les coups de bélier et des nuisances sonores dans les conduites. Toutefois, 7 nœuds dans le réseau 1 et 10 nœuds dans le réseau 2 enregistrent des pressions comprises entre 18 et 60m, ce qui reste dans la plage admissible.

Afin de réduire ces pressions excessives, l'installation d'un réducteur de pression a été proposé. L'effet de cette modification a été évaluée à l'aide d'une nouvelle simulation hydraulique, dont les résultats sont présentés dans les figures et les tableaux.

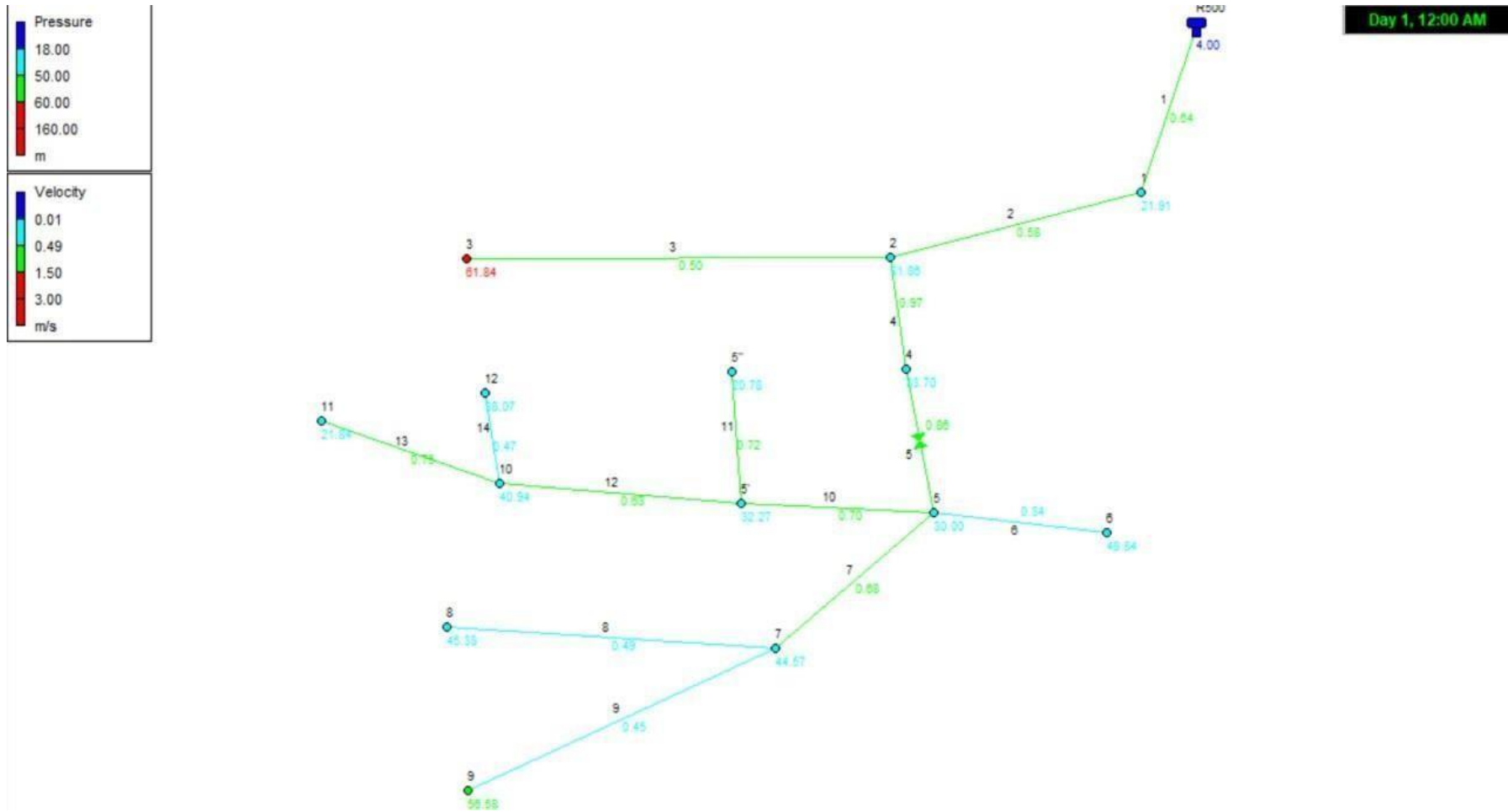


Figure (III.11) : Etat du réseau 1 à l'heure de pointe avec l'installation des réducteurs de pression.

Tableau (III.9) : Etat des nœuds du réseau 1 à l'heure de pointe + réducteurs de pression.

ID Nœuds	Longueur (m)	Demande base (LPS)	Charge (m)	Pressure (m)
Nœud 1	498.54	0.839	520.45	21.91
Nœud 2	487.69	1.059	519.55	31.86
Nœud 3	455.18	0.399	517.02	61.84
Nœud 4	485.20	0.699	518.90	33.70
Nœud 5	459.85	0.979	489.85	30.00
Nœud 6	440.30	0.179	489.14	48.84
Nœud 7	442.82	0.879	487.39	44.57
Nœud 9	429.20	0.239	485.78	56.58
Nœud 8	439.98	0.259	485.36	45.38
Nœud 5'	456.67	0.719	488.94	32.27
Nœud 5''	462.16	0.379	482.94	20.78
Nœud 10	447.35	0.989	488.29	40.94
Nœud 11	458.42	0.599	480.26	21.84
Nœud 12	448.41	0.249	486.48	38.07
Tank R500	517	Sans valeur	521.00	4.00

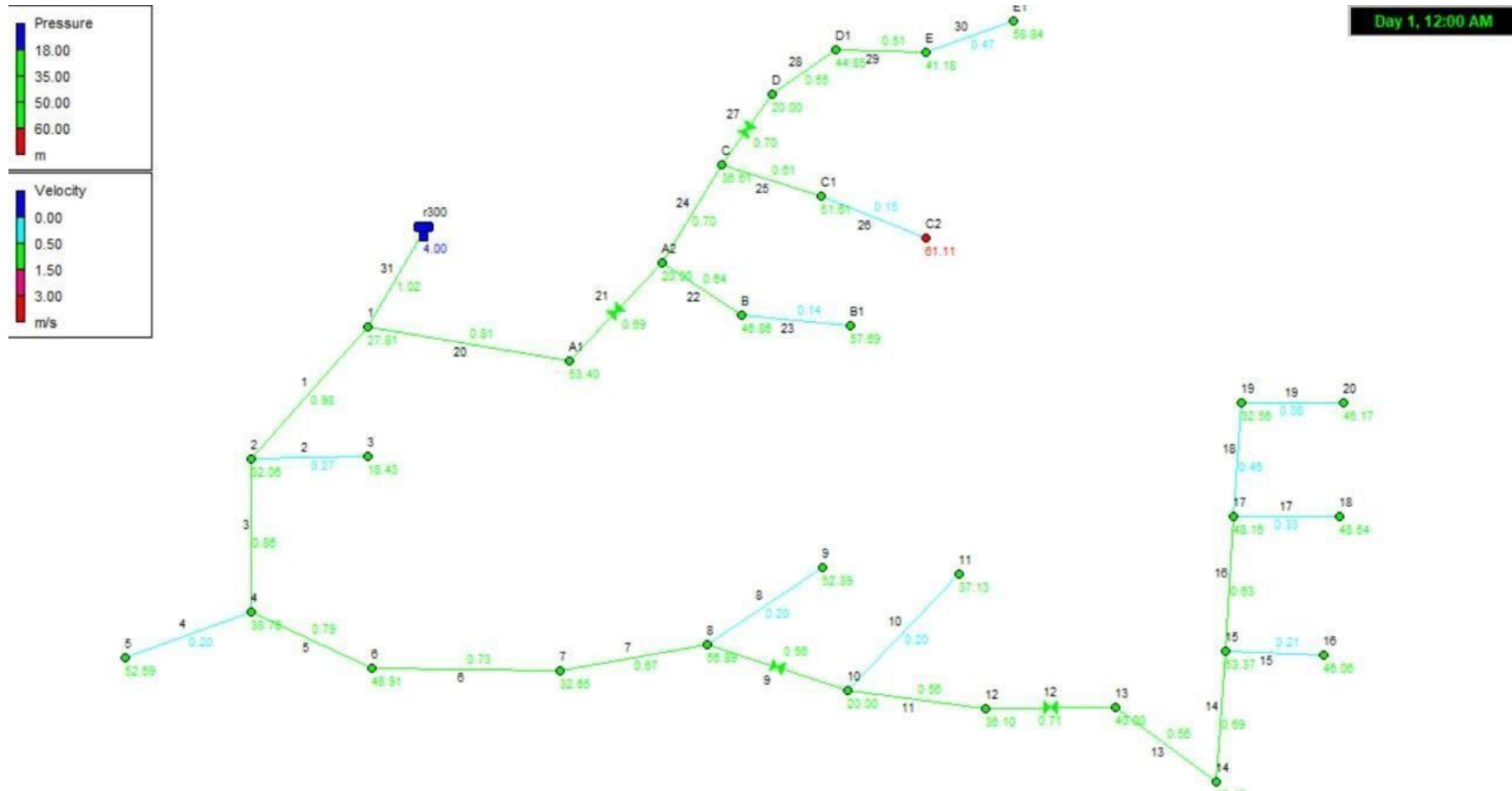


Figure (III.12) : Etat du réseau 2 à l'heure de pointe avec l'installation des réducteurs de pression.

Tableau (III.10) : Etat des Nœuds du réseau 2 à l'heure de pointe +installation des réducteurs de pression.

ID Nœuds	Altitude	Demande base (LPS)	Charge (m)	Pression(m)
Nœuds 1	612	0.3526	639.81	27.81
Noeuds2	605	0.7817	637.06	32.06
Nœuds 3	618	0.2204	636.43	18.43
Nœuds 4	597	0.4291	635.78	38.78
Nœuds 5	582.83	0.1616	635.52	52.69
Nœuds 6	586.56	0.4408	635.47	48.91
Nœuds 7	600	0.5437	632.65	32.65
Nœuds 8	574.75	0.7171	631.64	56.89
Nœuds 9	579	0.1616	631.39	52.39
Nœuds 10	548	0.8347	631.64	20.00
Nœuds 11	530.61	0.1616	631.39	37.13
Nœuds 12	531	0.6142	630.75	36.10
Nœuds 13	497.89	0.6083	628.65	40.00
Nœuds 14	487.28	0.3174	627.53	49.49
Nœuds 15	482.85	0.5731	626.98	53.37
Nœuds 16	489.87	0.1689	626.68	46.06
Nœuds 17	485.28	0.7788	624.20	48.16
Nœuds 18	483.85	0.2645	623.14	48.54
Nœuds 19	499.44	0.1983	622.76	32.56
Nœuds 20	485.81	0.0440	622.74	46.17
Nœuds A1	584.43	0.72001	639.07	53.40
Nœuds A2	558.88	0.9640	639.07	20.00
Nœuds B	528	0.4041	635.04	46.86
Nœuds B1	517.08	0.1102	634.96	57.69
Nœuds C	540.63	0.5584	637.42	36.61
Nœuds C1	524.22	0.2057	636.02	51.61
Nœuds C2	514.62	0.1175	635.91	61.11
Nœuds D	533.25	0.4629	635.84	20.00
Nœuds D1	507.16	0.5437	634.60	44.85
Nœuds E	509.31	0.6686	633.08	41.18
Nœuds E1	488.64	0.3820	630.07	58.84
Tank R300	636	Sans valeur	640.00	4.00

Les résultats obtenus à l'heure de pointe avec l'installation des réducteurs de pressions présenté dans la figure (III.11) et (III.12), les tableau (III.9) et (III.10) montrent que les pressions aux nœuds sont toutes conformes aux normes, elles se situent entre 18 et 60 m

Garantissant ainsi un approvisionnement normal en eau potable pour les habitants de type R+2.

III.8.4. Exécution et simulation à l'heure de pointe +incendie

L'implantation des poteaux d'incendie a été réalisée en se basant sur un ensemble de critères techniques essentiels :

- Chaque poteau doit garantir un débit minimal de 60 m³/h (équivalent à 17 l/s)
- La pression disponible au point de puisage doit être supérieure à 1,5 bar
- La distance entre deux poteaux successifs ne doit pas dépasser 400 mètres ;
- La conduite d'alimentation doit avoir un diamètre supérieur à 100 mm.

En intégrant des paramètres tels que la densité de population, le niveau de risque incendie par zone, ainsi que les exigences techniques liées à l'emplacement et au fonctionnement des dispositifs, l'installation de poteaux d'incendie a été retenue sur les tronçons (2) du réseau 1, ainsi que sur le tronçon (31) du réseau 2.

Cette répartition tient compte du fait que les autres tronçons sont de faible diamètre et transportent des débits liquides limités. La vérification des caractéristiques hydrauliques à l'heure de pointe + incendie a été réalisée en ajoutant des débits localisés de 17 l/s au nœud (1) du réseau 2 et au (2) nœud du réseau 1, de manière à ne pas faire fonctionner simultanément plus d'un poteau d'incendie.

L'état des nœuds et des arcs dans les réseaux, à l'heure de pointe et en situation d'incendie, après simulation avec le logiciel EPANET, est présenté dans les tableaux (III.11), (III.12), (III.13), (III.14). Et illustré par les figures (III.13) et (III.14) Les résultats indiquent que les canalisations du réseau de distribution peuvent fournir, à l'heure de pointe et en situation d'incendie, des pressions dans les limites souhaitées. Ils montrent également que les abonnés seront alimentés normalement en eau potable, avec des vitesses d'écoulement acceptables et des pressions suffisantes, même avec un débit d'incendie de 17 l/s pour l'extinction du feu. Il convient de noter qu'en cas d'incendie, des vitesses d'écoulement jusqu'à 2,30 m/s sont tolérées.

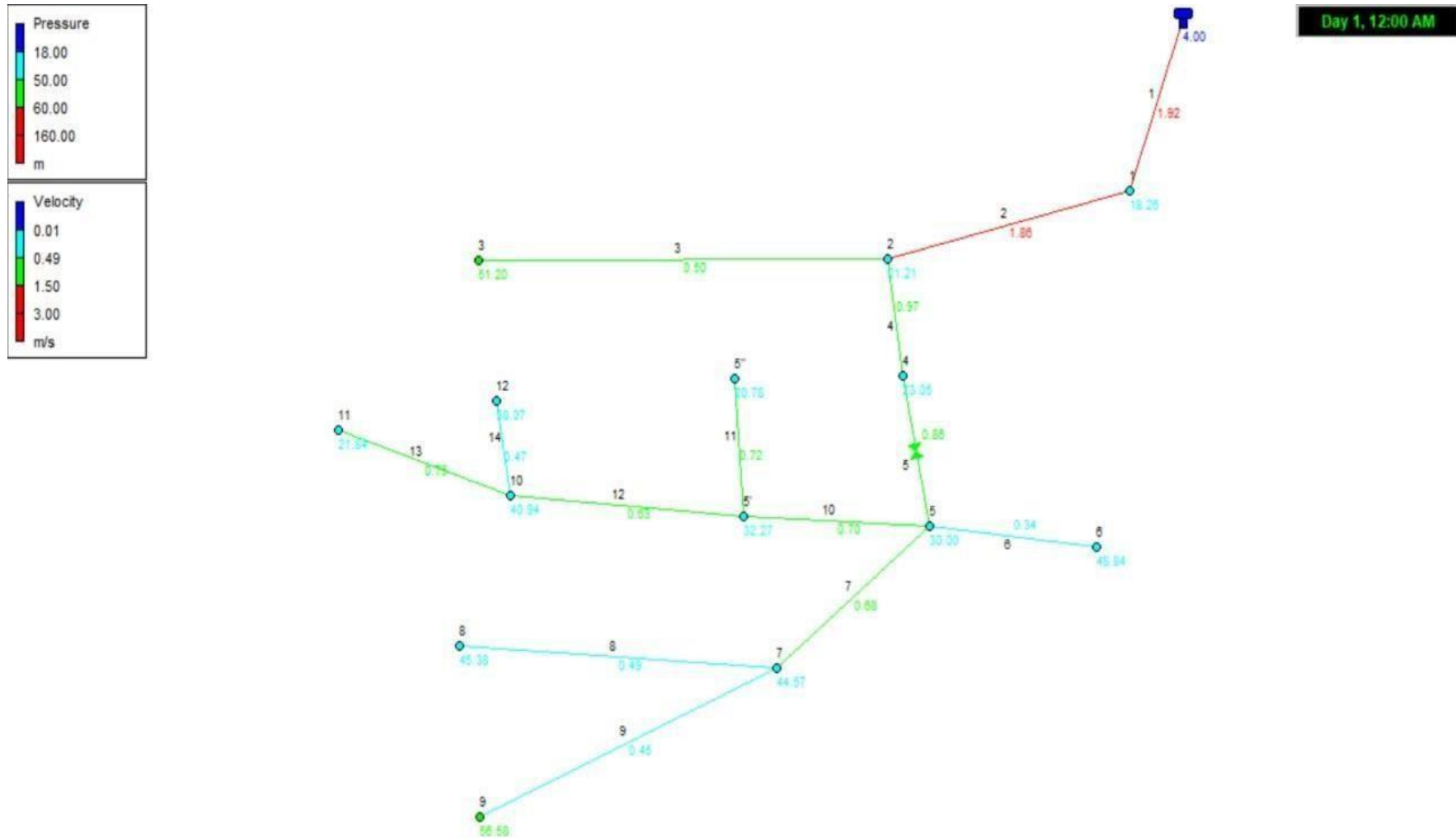


Figure (III.13) : Etat du réseau 1 à l'heure de pointe +incendie.

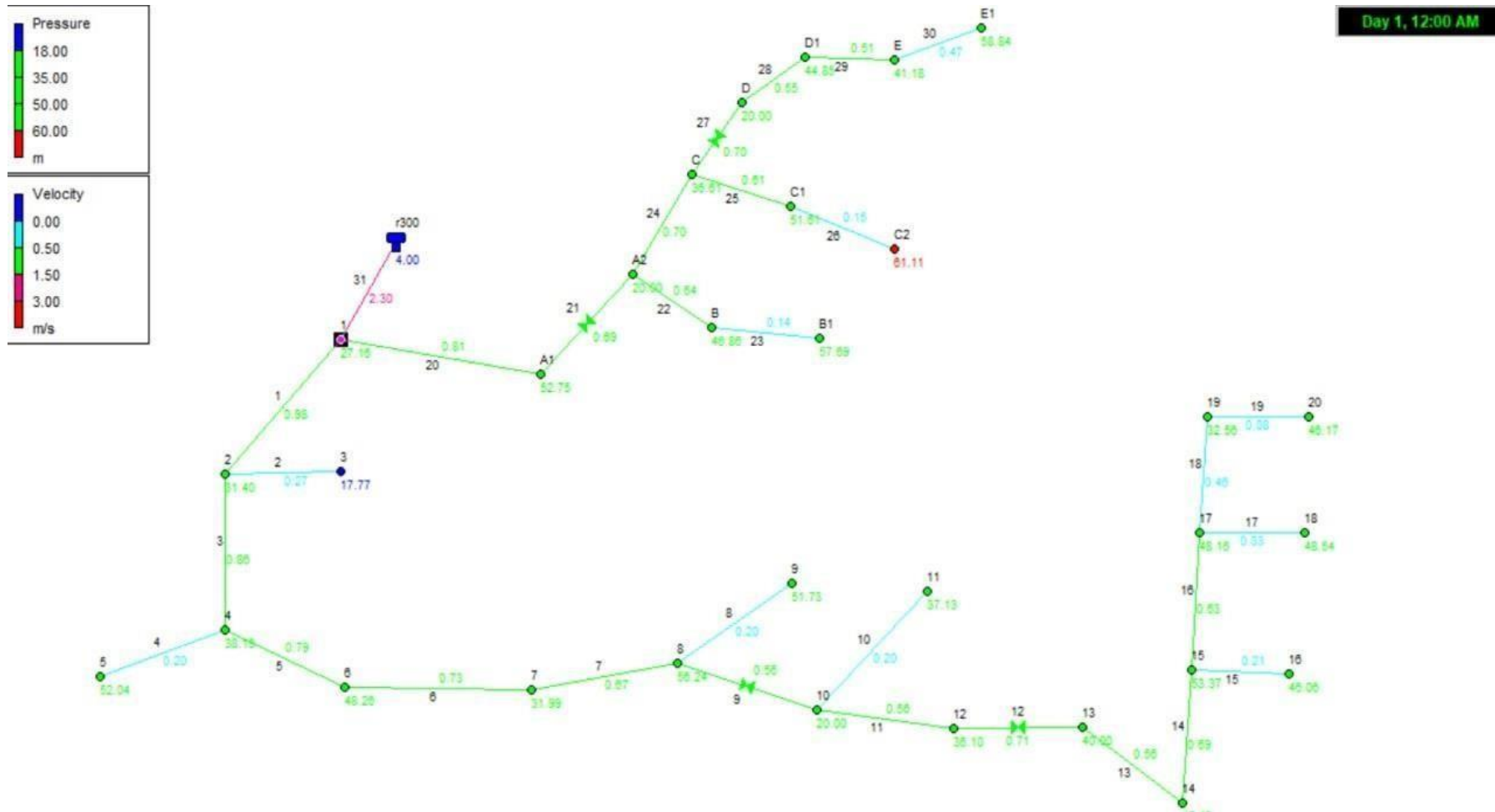


Figure (III.14) : Etat du réseau 2 à l'heure de pointe +incendie.

Tableau (III.11) : Etat des arcs du réseau 1 à l'heure de pointe +incendie.

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre int (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 1	140	130	25.48	1.92	30.01
Tuyau 3	200	32	0.40	0.50	12.63
Tuyau 8	130	26	0.26	0.49	15.63
Tuyau 9	120	26	0.24	0.45	13.47
Tuyau 10	100	73	2.94	0.70	9.14
Tuyau 11	190	26	0.38	0.72	31.57
Tuyau 13	300	32	0.60	0.75	26.76
Tuyau14	125	26	0.25	0.47	14.53
Tuyau 4	50	90	6.18	0.97	13.05
Tuyau 2	280	130	24.64	1.86	28.20
Tuyau 12	70	61	1.84	0.63	9.20
Tuyau 6	90	26	0.18	0.34	7.91
Tuyau 7	190	51	1.38	0.68	12.92
Vanne 5	Sans valeur	90	5.48	0.86	18.40

Tableau (III.12) : Etat des Nœuds du réseau 1 à l'heure de pointe +incendie.

ID Nœuds	Altitude (m)	Demande Base (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Nœuds 1	498.54	0.8399	516.80	18.26
Nœuds 2	487.69	18.0599	508.90	21.21
Nœuds 3	455.18	0.3999	506.38	51.20
Nœuds 4	485.20	0.6996	508.25	23.05
Nœuds 5	459.85	0.9799	489.85	30.00
Nœuds 6	440.30	0.1799	489.14	48.84
Nœuds 7	442.82	0.8799	487.39	44.57
Nœuds 9	429.20	0.2399	485.78	56.58
Nœuds 8	439.98	0.2599	485.36	45.38
Nœuds 5'	456.67	0.7199	488.94	32.27
Nœuds 5''	462.16	0.3799	482.94	20.78
Nœuds 10	447.35	0.9899	488.29	40.94
Nœuds 11	458.42	0.5999	480.26	21.84
Nœuds 12	448.41	0.2499	486.48	38.07
Tank R500	517	Sans valeur	521.00	4.00

Tableau (III.13) : Etat des arcs du réseau 2 à l'heure de pointe +incendie.

ID Arcs	Longueur (m)	Diamètre int (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 2	150	32	0.22	0.27	4.19
Tuyau3	142	102	7.02	0.86	8.98
Tuyau 4	110	32	0.16	0.20	2.36
Tuyau 5	40	102	6.43	0.79	7.63
Tuyau8	110	32	0.16	0.20	2.36
Tuyau 10	110	32	0.16	0.20	2.36
Tuyau 13	186	73	2.35	0.56	6.02
Tuyau 14	50	61	2.03	0.69	11.02
Tuyau 15	115	32	0.17	0.21	2.56
Tuyau 16	245	51	1.29	0.63	11.34
Tuyau 17	180	32	0.26	0.33	5.87
Tuyau 18	105	26	0.24	0.46	13.72
Tuyau 19	30	25	0.04	0.08	0.58
Tuyau 22	200	32	0.26	0.33	5.87
Tuyau 23	75	32	0.11	0.14	1.16
Tuyau 24	180	73	2.94	0.70	9.14
Tuyau 25	60	26	0.32	0.61	23.40
Tuyau 26	80	32	0.12	0.15	1.31
Tuyau 28	175	61	1.59	0.55	7.06
Tuyau 29	195	51	1.05	0.51	7.80
Tuyau 30	260	32	0.38	0.47	11.60
Tuyau 31	20	130	30.51	2.30	41.90
Tuyau 1	240	102	8.02	0.98	11.50
Tuyau 20	214	90	5.14	0.81	9.28
Tuyau 6	260	102	5.99	0.73	10.87
Tuyau 7	110	102	5.44	0.67	9.12
Tuyau 11	190	90	3.57	0.56	4.72
Vanne 9	268	102	4.56	0.56	62.99
Vanne 12	228	73	2.95	0.71	29.21
Vanne 21	276	90	4.42	0.69	58.30
Vanne 27	140	61	2.06	0.70	23.99

Tableau (III.14) : Etat des Nœuds du réseau 2 à l'heure de pointe +incendie.

ID Nœuds	Altitude	Demande base	Charge (m)	Pression(m)
Nœuds 1	612	17.3526	639.16	27.16
Noeuds2	605	0.7817	636.40	31.40
Nœuds 3	618	0.2204	635.77	17.77
Nœuds 4	597	0.4291	635.13	38.13
Nœuds 5	582.83	0.1616	634.87	52.04
Nœuds 6	586.56	0.4408	634.82	48.26
Nœuds 7	600	0.5437	631.99	31.99
Nœuds 8	574.75	0.7171	630.99	56.24
Nœuds 9	579	0.1616	630.73	51.73

Chapitre III Modélisation et Dimensionnement du Système de Distribution

Nœuds 10	548	0.8347	568.00	20.00
Nœuds 11	530.61	0.1616	567.74	37.13
Nœuds 12	531	0.6142	567.10	36.10
Nœuds 13	497.89	0.6083	537.89	40
Nœuds 14	487.28	0.3174	536.77	49.49
Nœuds 15	482.85	0.5731	536.22	53.37
Nœuds 16	489.87	0.1689	535.93	46.06
Nœuds 17	485.28	0.7788	533.44	48.16
Nœuds 18	483.85	0.2645	532.39	48.54
Nœuds 19	499.44	0.1983	532.00	32.56
Nœuds 20	485.81	0.0440	531.98	46.17
Nœuds A1	584.43	0.72001	637.18	52.75
Nœuds A2	558.88	0.9640	578.88	20
Nœuds B	528	0.4041	574.86	46.86
Nœuds B1	517.08	0.1102	574.77	57.69
Nœuds C	540.63	0.5584	577.24	36.61
Nœuds C1	524.22	0.2057	575.83	51.61
Nœuds C2	514.62	0.1175	575.73	61.11
Nœuds D	533.25	0.4629	553.25	20.00
Nœuds D1	507.16	0.5437	552.01	44.85
Nœuds E	509.31	0.6686	550.49	41.18
Nœuds E1	488.64	0.3820	547.48	58.84
Tank R300	636	Sans valeur	640.00	4.00

III.9. Conclusion

Dans ce chapitre, une étude hydraulique complète du réseau d'alimentation en eau potable des localités d'Ouled Oulbane, Oulbane Haut et Ouled Abed a été réalisée. Le réseau étudié est de type ramifié, constitué de deux réseaux principaux (réseau 1 et réseau 2). Après le calcul des débits en route (Q_r) et des débits nodaux (Q_n), les différentes données (altitudes, longueurs, diamètres des conduites en PEHD PN16, ainsi que les demandes en eau) ont été intégrées dans le logiciel EPANET afin de simuler le comportement hydraulique du système.

Les simulations à l'heure de pointe ont montré que la majorité des conduites assurent des vitesses d'écoulement conformes aux normes recommandées, avec 71 % des tronçons du réseau 1 et 7 % du réseau 2 situés dans la plage optimale de fonctionnement. Toutefois, certains tronçons en extrémité de réseau présentent des vitesses faibles, dues aux faibles débits transitant dans les conduites terminales de petit diamètre. Bien que ces conditions puissent favoriser la sédimentation, elles restent liées à la configuration du réseau et aux contraintes de dimensionnement.

L'analyse des pressions a également révélé des surpressions sur plusieurs nœuds, particulièrement dans les zones basses, conséquence du relief accidenté et des dénivelés importants de la zone d'étude. Pour corriger ces anomalies, l'intégration de réducteurs de pression a été proposée et validée par simulation, permettant de ramener l'ensemble des pressions dans les limites admissibles et d'assurer ainsi un fonctionnement hydraulique équilibré sur tout le réseau.

Par ailleurs, la vérification du réseau en situation d'incendie a été réalisée en intégrant un débit supplémentaire de 17 l/s au niveau de nœuds stratégiques. Les résultats ont montré que le réseau est capable d'assurer simultanément l'alimentation en eau potable et la lutte contre l'incendie, avec des pressions suffisantes et des vitesses acceptables, pouvant atteindre 2,30 m/s, valeur tolérée en cas d'incendie.

Ainsi, les résultats obtenus montrent que le réseau dimensionné répond globalement aux exigences de performance, de sécurité et de fiabilité d'un

Système d'AEP. Les ajustements proposés ont permis d'optimiser son fonctionnement et de garantir une distribution satisfaisante de l'eau potable pour les besoins actuels et futurs de l'agglomération étudiée.

CHAPITRE IV :
Dimensionnement des
ouvrages de stockage

Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages de stockage

IV.1. Introduction

Dans un système d'alimentation en eau potable les ouvrages de stockage occupent une place importante ils permettent de stocker l'eau afin de répondre aux besoins des consommateurs à tout moment surtout pendant la période de forte demande, ils contribuent aussi à réguler le débit et assurer une pression suffisante dans le réseau, De plus ils servent comme réservoir de sécurité en cas de coupure.

IV.2 Rôle de réservoir

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre le réseau d'adduction et le réseau de distribution .il permet de réguler les débits et de garantir la continuité du service grâce à ses différentes fonctions [3]

- Stockage de l'eau pour les périodes de faible consommation et restitution aux heures de pointe.
- Assurer le débit maximal demandé durant les pics de consommation.
- Garantir une autonomie temporaire en cas de panne ou incident.
- Maintenir une réserve disponible pour la lutte contre l'incendie.

IV.3 Classification des réservoirs

Le réservoir de stockage et alimentation en Eau potable constituant des éléments essentiels pour assurer la continuité et la qualité du service. Ils peuvent être classés selon différents critères ; [4]

IV.3.1. Position par rapport au sol

- **Réservoir enterrés ou semi-enterrés** : généralement construits en béton armé, ils offrent une protection contre les variations de température et les contaminations. Leur intégration dans l'environnement urbain ou rural souvent plus esthétique
- **Réservoir surélevés (Châteaux d'eau)** : Leur position en hauteur permet de générer la pression nécessaire par gravité, particulièrement dans les zones plates ou faible relief.

Ils assurent un approvisionnement continu et stable pendant les pics de consommation.

IV32. Fonction Dans le réseau

- **Réservoir de tête (Stockage)** : Situé à proximité des zones de consommation, il sert à stocker l'eau, pompée et compenser les variations horaires de demande
- **Réservoir d'équilibre** : Installé aux extrémités du réseau, il régule la pression pour maintenir un débit constant et protège les installations contre les chocs hydrauliques.
- **Réservoir de rupture** : placé entre la source d'eau et le réseau, il a pour fonction de dissiper la charge hydraulique et d'éviter les surpressions dans les conduites.

IV33. Forme géométrique

- **Circulaire** : la forme la plus économique et structurellement résistante, avec une réparation optimale des contraintes mécaniques
- **Rectangulaire ou carrée** : adaptée aux contraintes topographiques ou aux busions d'espace spécifiques du site.

IV.4. Équipement de réservoir

Chaque type de réservoir doit être doté de : [5]

- Une conduite d'arrivée ou de fourniture ;
- Une conduite de sortie ou de distribution ;
- Une conduite de drainage ;
- Une conduite de trop-plein ;
- Un système de prévention d'incendie ;
- Une conduite de by-pass.

Ces équipements sont illustrés dans la Figure (IV.1).

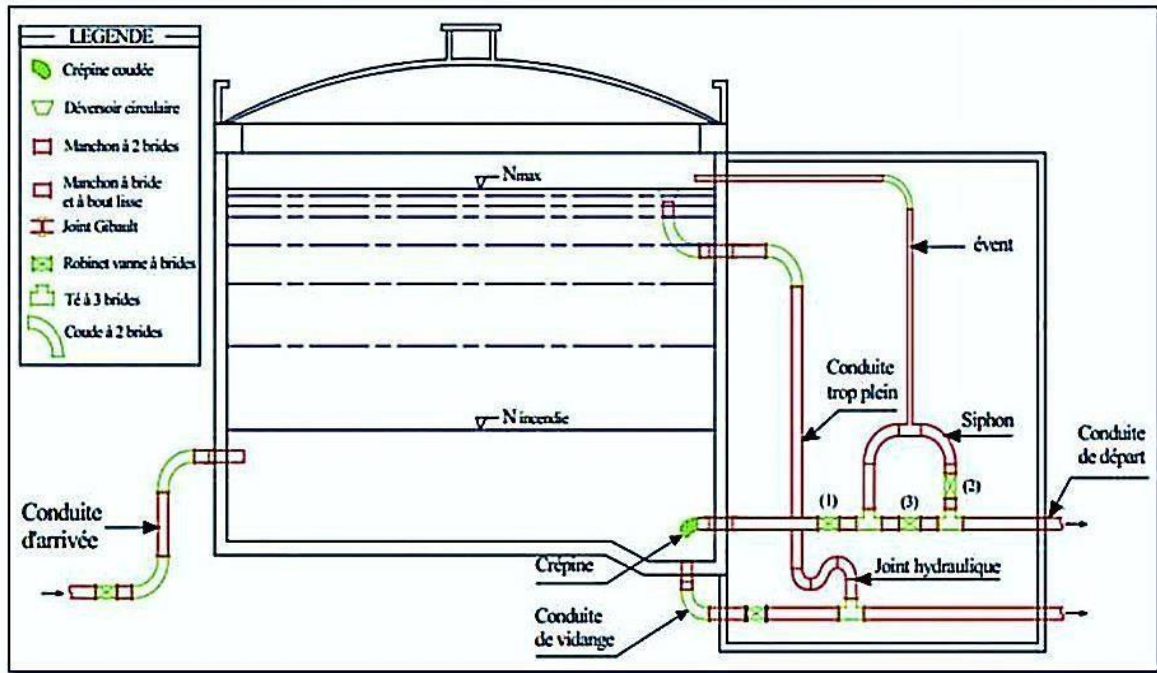


Figure (IV.1) : Equipement de réservoir.

IV.5. Détermination du volume des réservoirs d'alimentation

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont et de la variabilité de la demande.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmente éventuellement de la réserve d'incendie. Deux méthode peut être appliquées pour la déterminer :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

IV.5.1. Méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{\alpha * Q_{max,j}}{100} \dots \dots \dots (IV.1)$$

α : Fraction horaire du débits maximum journalier transitant par le réservoir (%) ;

Q_{maxj} : Débit maximum journalier (m³/j).

$$V_T = V_r + V_{inc} \dots\dots\dots (IV.2)$$

V_T : Capacité totale du réservoir (m³) ;

V_{inc} : volume d'incendie estime à 120 m³.

• **Détermination de la capacité du R1**

Tableau (IV.1) : Evaluation de volume résiduel du réservoir 1.

Heure	Qcons (%)	Qcons (m3)	Qsortant vers SR (%)	Qsortant tot (m3)	Qarriver totale en (%)	(Qarr-Qsort tot) (%)	(Qarr - Qsort) cumule (%)
0-1	0,75	1,850	15,553	2,806	5	2,193	9,788
1-2	0,75	1,850	15,553	2,806	5	2,193	11,981
2-3	1	2,467	15,553	2,906	5	2,093	14,075
3-4	1	2,467	15,553	2,906	5	2,093	16,168
4-5	3	7,402	15,553	3,702	5	1,297	17,466
5-6	5,5	13,571	15,553	4,697	5	0,302	17,769
6-7	5,5	13,571	15,553	4,697	5	0,302	18,071
7-8	5,5	13,571	15,553	4,697	5	0,302	18,374
8-9	3,5	8,636	15,553	3,901	5	1,098	19,473
9-10	3,5	8,636	15,553	3,901	5	1,098	20,571
10-11	6	14,805	15,553	4,896	5	0,103	20,675
11-12	8,5	20,974	15,553	5,891	5	-0,891	19,784
12-13	8,5	20,974	15,553	5,891	0	-5,892	13,892
13-14	6	14,805	15,553	4,896	0	-4,896	8,996
14-15	5	12,337	15,553	4,498	0	-4,498	4,498
15-16	5	12,337	15,553	4,498	0	-4,498	0
16-17	3,5	8,636	15,553	3,901	5	1,098	1,098
17-18	3,5	8,636	15,553	3,901	5	1,098	2,197

18-19	6	14,805	15,553	4,896	5	0,103	2,301
19-20	6	14,805	15,553	4,896	5	0,103	2,404
20-21	6	14,805	15,553	4,896	5	0,103	2,508
21-22	3	7,402	15,553	3,702	5	1,297	3,806
22-23	2	4,935	15,553	3,304	5	1,695	5,501
23-24	1	2,467	15,553	2,906	5	2,093	7,595

Le volume résiduel :

$$V_r = \frac{620.0476 * 20.67541}{100} = 128.197 \text{ m}^3$$

La capacité totale est :

$$V_t = 128.19738 + 120 = 248.197 \text{ m}^3.$$

Donc, la capacité normalisée pour le réservoir 1 est : 250 m³.

• **Détermination de la capacité du R2**

Tableau (IV.2) : Evaluation de volume résiduel du réservoir 2.

Horaire (h)	Qsp (%)	Qcons (%)	Qsp - Qcons	Qsp - Qcons cumule (%)
0-1	5	0,75	4,25	13,25
1-2	5	0,75	4,25	17,5
2-3	5	1	4	21,5
3-4	5	1	4	25,5
4-5	5	3	2	27,5
5-6	5	5,5	-0,5	27
6-7	5	5,5	-0,5	26,5
7-8	5	5,5	-0,5	26
8-9	5	3,5	1,5	27,5
9-10	5	3,5	1,5	29
10-11	5	6	-1	28
11-12	5	8,5	-3,5	24,5
12-13	5	8,5	-3,5	21
13-14	5	6	-1	20
14-15	5	5	0	20
15-16	5	5	0	20
16-17	5	3,5	1,5	21,5
17-18	0	3,5	-3,5	18

18-19	0	6	-6	12
19-20	0	6	-6	6
20-21	0	6	-6	0

21-22	5	3	2	2
22-23	5	2	3	5
23-24	5	1	4	9

Le volume résiduel : $V_r = \frac{29 \cdot 373.2882}{100} = 108.253 \text{ m}^3$.

La capacité totale est :

$$V_T = 108.2535 + 120 = 228.253 \text{ m}^3.$$

Donc, la capacité normalisée de réservoirs 2 est 250 m^3 .

IV.52 Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage. En additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier :

$$R_{max} = |V^+| + |V^-| \dots\dots\dots (IV.3)$$

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

$$V_r = \frac{R_{max} \cdot R_{max.j}}{100} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Donc le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{inc} \dots\dots\dots (IV.5)$$

Les tableaux résumant les différentes étapes de calculs de la capacité des réservoirs expliquer en haut.

- Détermination la capacité du R1

Tableau (IV.3) : Calcul des différences maximales et minimale entre l'apport et la consommation du réservoir 1.

Heure	Qarriv (%)	Qsortant total en (%)	Qarriv cumul	Qsortant cumul	(Qarriv-Qsortant)cumul
0-1	5	2,806	5,00	2,806	2,19
1-2	5	2,806	10	5,613	4,39
2-3	5	2,906	15	8,520	6,48
3-4	5	2,906	20	11,426	8,57
4-5	5	3,702	25	15,128	9,87
5-6	5	4,697	30	19,826	10,17
6-7	5	4,697	35	24,523	10,48
7-8	5	4,697	40	29,220	10,78
8-9	5	3,901	45	33,122	11,88
9-10	5	3,901	50	37,023	12,98
10-11	5	4,896	55	41,919	13,08
11-12	5	5,891	60	47,811	12,19
12-13	0	5,891	60	53,702	6,30
13-14	0	4,896	60	58,598	1,40
14-15	0	4,498	60	63,096	-3,10
15-16	0	4,498	60	67,595	-7,60
16-17	5	3,901	65	71,496	-6,50
17-18	5	3,901	70	75,397	-5,40
18-19	5	4,896	75	80,294	-5,29
19-20	5	4,896	80	85,190	-5,19
20-21	5	4,896	85	90,086	-5,09
21-22	5	3,702	90	93,789	-3,79
22-23	5	3,304	95	97,093	-2,09
23-24	5	2,906	100	100	0,00

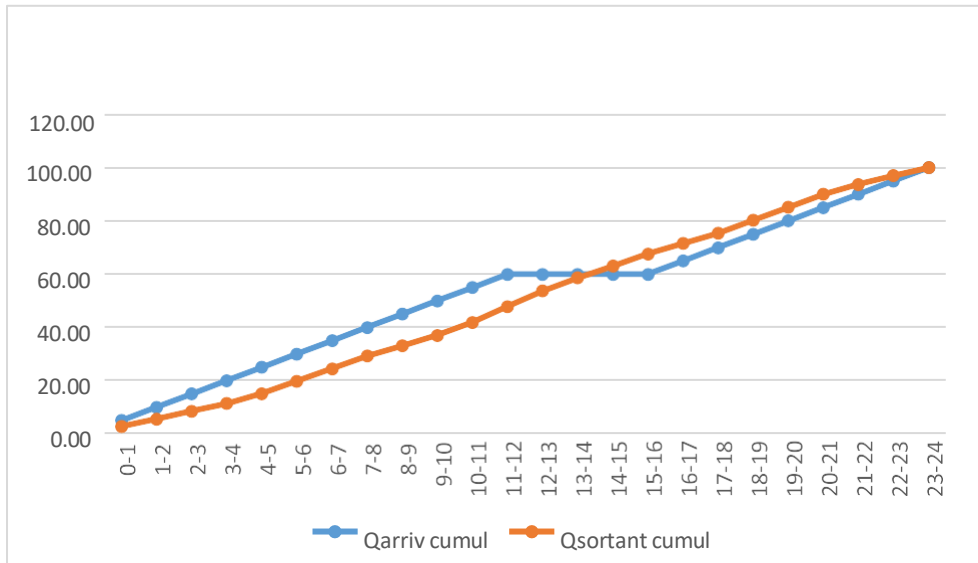


Figure (IV.2) : Cumuls apport et distribution en fonction du temps du R1

$$R_{max} = |13.08| + |-7.60| = 20.68$$

Le volume résiduel : $V_r = \frac{20.68 \times 620.0476}{100} = 128.225 \text{ m}^3$.

La capacité totale est : $V_t = 128.225 + 120 = 248.225 \text{ m}^3$.

Donc, la capacité normalisée de réservoir 1 par la méthode graphique est : 250 m³.

- **Détermination la capacité du R2**

Tableau (IV.4) : Calcul des différences maximales et minimale entre l’apport et la consommation du réservoir 2.

Horaire (h)	Qsp (%)	Qcons (%)	Qsp Cumule (%)	Qcons cumule (%)	(Qsp.cum - Qcons.cum) cumule	
					(%)	m3
0-1	5	0,75	5	0,75	4,25	15,864
1-2	5	0,75	10	1,5	8,5	31,729
2-3	5	1	15	2,5	12,5	46,661
3-4	5	1	20	3,5	16,5	61,592
4-5	5	3	25	6,5	18,5	69,058
5-6	5	5,5	30	12	18	67,191

6-7	5	5,5	35	17,5	17,5	65,325
7-8	5	5,5	40	23	17	63,458
8-9	5	3,5	45	26,5	18,5	69,058
9-10	5	3,5	50	30	20	74,657
10-11	5	6	55	36	19	70,924
11-12	5	8,5	60	44,5	15,5	57,859
12-13	5	8,5	65	53	12	44,794
13-14	5	6	70	59	11	41,061
14-15	5	5	75	64	11	41,061
15-16	5	5	80	69	11	41,061
16-17	5	3,5	85	72,5	12,5	46,661
17-18	0	3,5	85	76	9	33,595
18-19	0	6	85	82	3	11,198
19-20	0	6	85	88	-3	-11,198
20-21	0	6	85	94	-9	-33,595
21-22	5	3	90	97	-7	-26,130
23-24	5	1	100	100	0	0

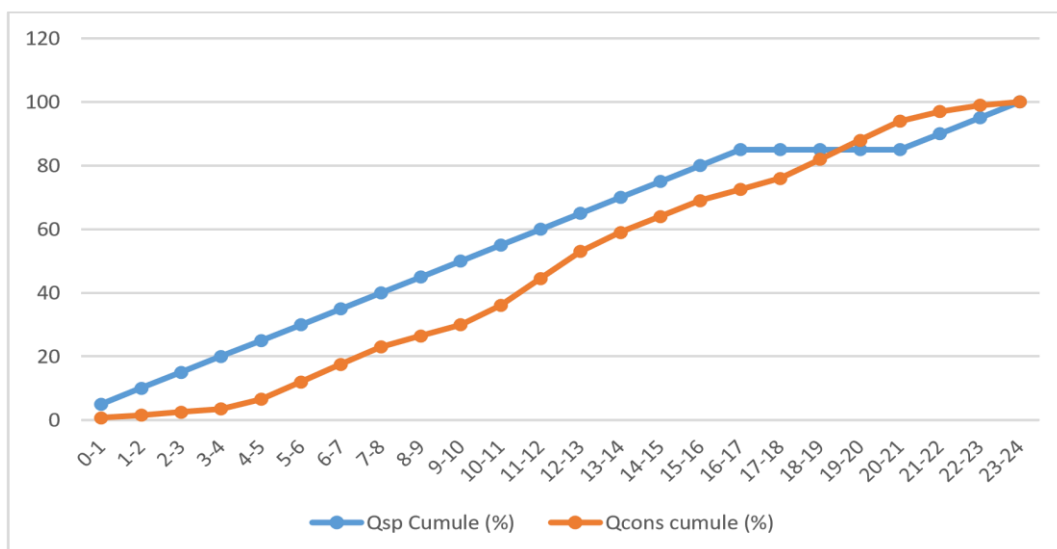


Figure (IV.3) : Cumuls apport et distribution en fonction du temps du R2.

$$R_{max} = |20| + |-9| = 29$$

Le volume résiduel :
$$Vr = \frac{29 \cdot 373.288}{100} = 108.253 \text{ m}^3$$

La capacité totale est :

$$V_t = 108.2535 + 120 = 228.253 \text{ m}^3.$$

Donc la capacité normalisée de réservoir 2 par la méthode graphique est : 250m³.

IV.6 Caractéristiques du réservoir

IV.6.1 Diamètre du réservoir

Le diamètre du réservoir est donné par la formule :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} \dots\dots\dots (IV.6)$$

Avec :

D : diamètre du réservoir (m) ;

V : volume de réservoir (m³) ;

H : hauteur d'eau dans le réservoir. Elle est comprise entre 4 et 6 m.

Pour le réservoir 1 :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 250}{\pi \times 4}} = 8.920 \text{ m.}$$

Pour le réservoir 2 :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 250}{\pi \times 4}} = 8.920 \text{ m.}$$

IV.6.2 Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir

Elle est donnée par la formule :

$$H_{rinc} = \frac{4 \times V_{in}}{\pi \times D^2} \dots\dots\dots (IV.7)$$

Pour le réservoir 1 :

$$H_{rinc} = \frac{4 \cdot 250}{\pi \cdot (8.9206)^2} = 1.92 \text{ m.}$$

Pour le réservoir 2 :

$$H_{rinc} = \frac{4 \cdot 250}{\pi \cdot (8.9206)^2} = 1.92 \text{ m.}$$

IV.7. Dimensionnement de la bache a eau

Dans notre cas, la bache de reprise joue un rôle transite. Son dimensionnement base sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estime à 15 min.

$$V_{bache} = \frac{Q_{max.j} \cdot t}{T} \dots\dots\dots(IV.8)$$

Qmaxj : débit maximal journalier totale ;

T : temps de fonctionnement de la station de reprise (T=20h) ;

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0.25h).

- **Pour le volume de la bache a eau 1**

$$V_{bach} = \frac{620.0476 \cdot 2}{20} = 62.004 \text{ m}^3.$$

Le volume normalisé on prend 65m³.

- **Pour le volume de la bache a eau 2**

$$V_{bache} = \frac{373.2828 \cdot 2}{20} = 37.328 \text{ m}^3.$$

Le volume normalisé on prend 40 m³.

IV.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement des ouvrages de stockage du système d'alimentation en eau potable, notamment les réservoirs R1 et R2 ainsi que les bâches de reprise des stations de pompage 1 et 2, sur la base du débit maximal journalier et des variations horaires de la consommation.

Les résultats obtenus montrent que les capacités normalisées des réservoirs R1 et R2 sont de l'ordre de 250 m³ chacun, ce qui correspond aux besoins des agglomérations étudiées. Ces valeurs relativement faibles s'expliquent par le caractère rural et la faible densité de population des zones concernées.

Ainsi, les réservoirs existants R500 et R300 permettent de satisfaire largement les besoins en eau des populations, tout en garantissant une réserve suffisante pour les situations exceptionnelles, notamment les pointes de consommation et les besoins liés à la lutte contre l'incendie.

En conséquence, et compte tenu de la taille des agglomérations ainsi que des besoins futurs estimés, aucune extension des capacités de stockage n'est prévue à l'horizon 2056. Les volumes retenus sont considérés comme suffisants pour assurer un service d'alimentation en eau potable fiable, continu et durable.

CHAPITRE V : Etude et dimensionnement de l'adduction

Chapitre V : Étude et dimensionnement de l'adduction

V1. Introduction

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des ouvrages permettant d'assurer le transport de l'eau depuis la source jusqu'aux réservoirs de stockage ou de distribution. Selon les conditions du terrain, ce transfert peut se faire par refoulement, gravité ou de manière mixte. Dans ce chapitre, nous nous intéressons à l'étude hydraulique de l'adduction en déterminant les débits, les pertes de charge ainsi que les diamètres des conduites, afin d'assurer un fonctionnement efficace et fiable du système.

V2. Type d'adduction d'eau

Il existe différents types d'adduction, en voici les principaux [4].

V2.1. Adduction Gravitaire

C'est la technique la plus simple et la plus ancienne pour transporter de l'eau. Elle consiste à acheminer l'eau depuis une source ou un réservoir situé en hauteur à travers une conduite inclinée. Sous l'effet de la gravité, l'eau s'écoule ensuite jusqu'au point d'utilisation. Cette méthode ne nécessite pas de système de pompage, mais elle dépend fortement de la configuration du terrain.

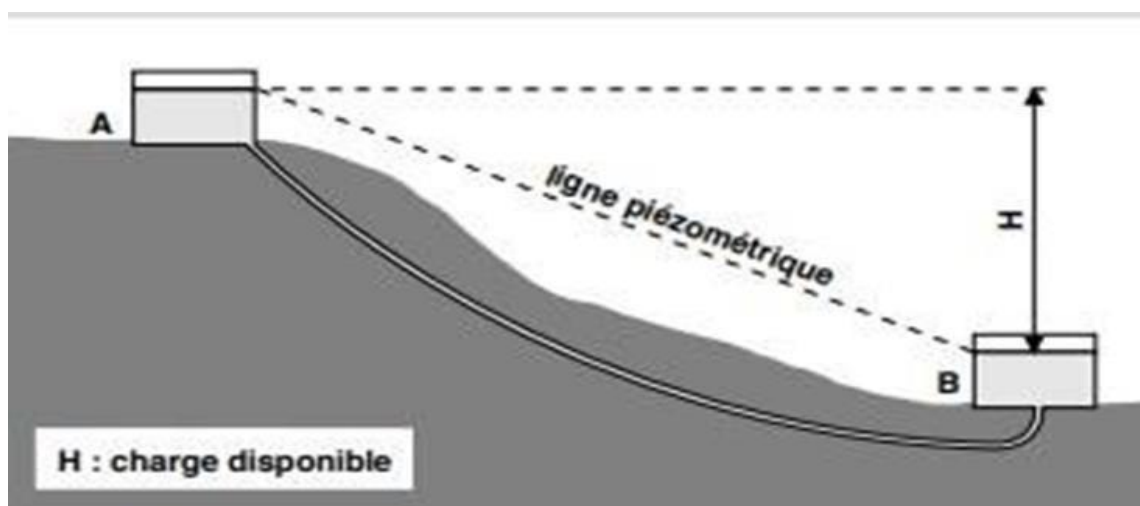


Figure (V.1) : Adduction Gravitaire.

V.2.2 Adduction Refoulement

Dans cette situation, l'eau est élevée de telle façon que le niveau du point de prélèvement est plus bas que celui du point de d'arrivé, donc il est indispensable de mettre en place une pompe.

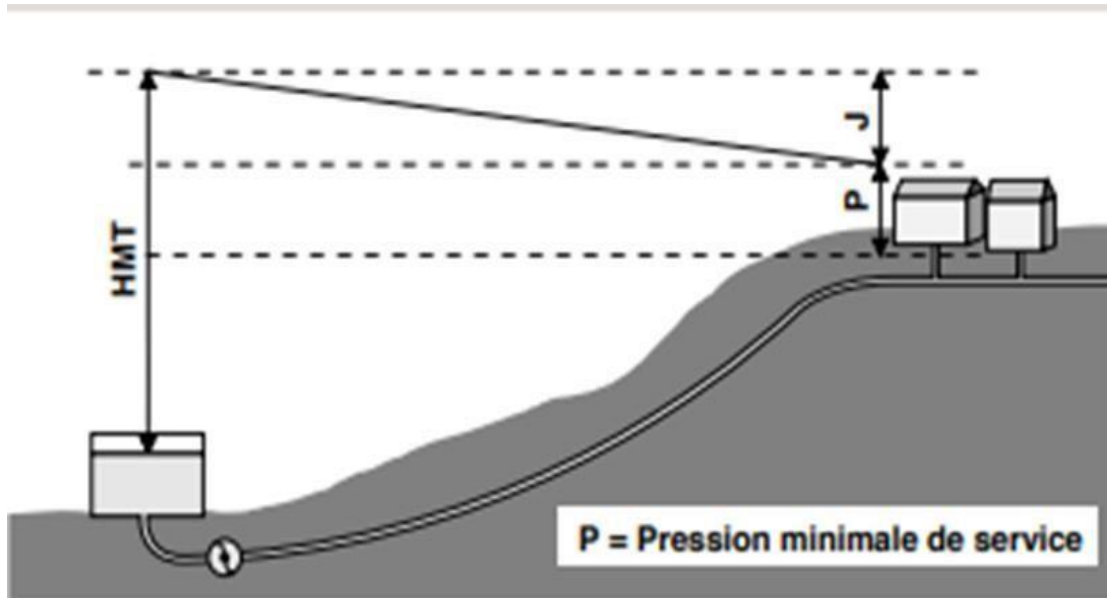


Figure (V.2) : Adduction Refoulement.

V.2.3 Adduction Mixte

Cette technique rassemble l'acheminement par gravité et l'acheminement par pompage. Elle est employée lorsque la topographie du terrain ne permet pas un transport gravitaire sur toute la longueur et requiert un pompage à des endroits spécifiques.

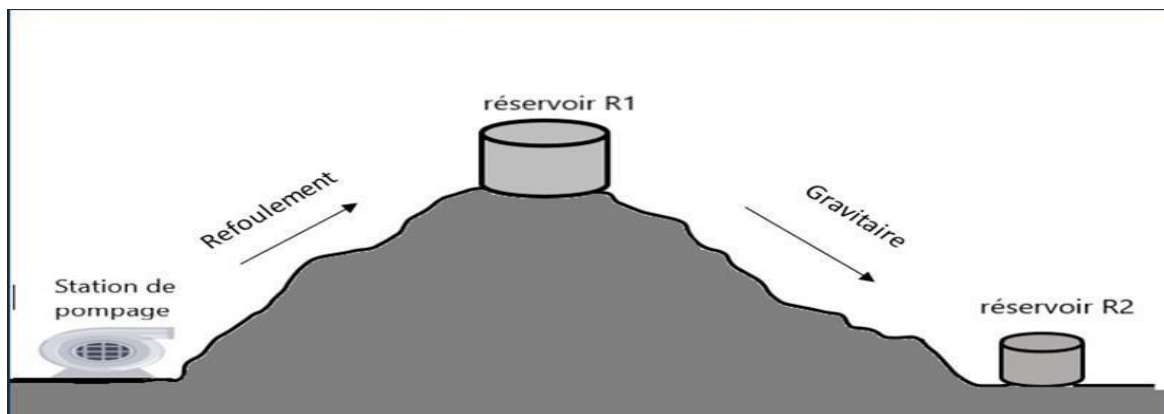


Figure (V.3) : Adduction Mixte.

Dans notre projet, l'adduction est mixte.

Le tableau suivant présente les différentes adductions liées à notre projet.

Tableau (V.1) : Les différentes adductions liées à notre projet.

Adduction	Type
Station de pompage (SP) –R500	Refoulement
R500 - station de pompage (SP)	Gravitaire
Station de reprise (Sp) – R300	Refoulement

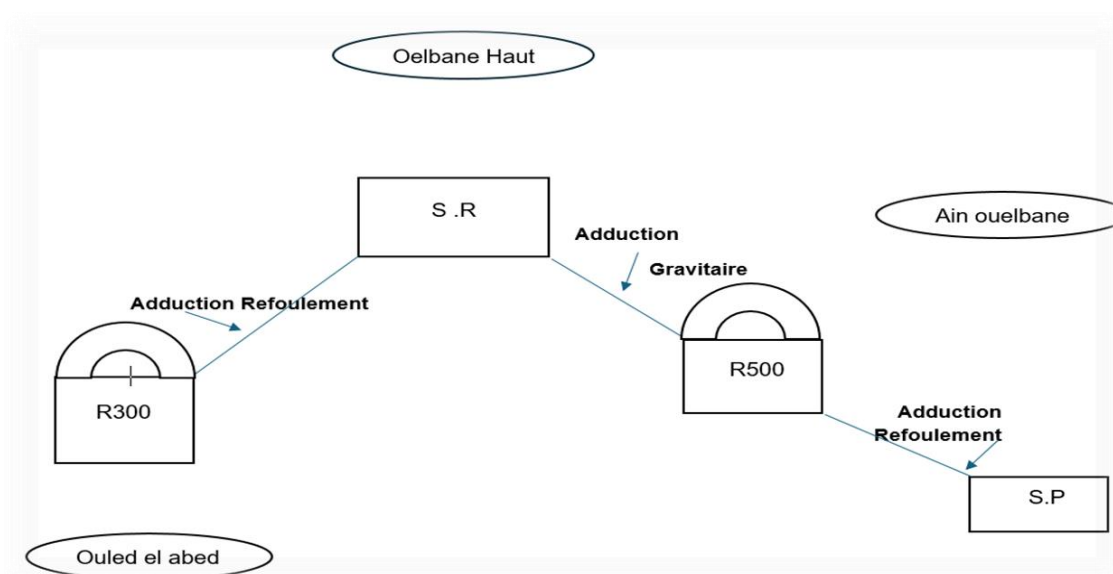


Figure (V.4) : Schéma représentatif des différentes adductions liées à notre projet.

V3. Type de tuyaux d'adduction

Les conduites en fonte et en acier sont les plus fréquemment employées pour l'adduction d'eau. D'autres matériaux sont également utilisés, notamment le plastique, le béton précontraint et le béton armé [1].

V3.1. Tuyaux en fonte

La fonte grise est le matériau le plus longévité pour la construction de conduites enterrées. Les tuyaux en fonte sont fragiles mais extrêmement robustes et résistants à la corrosion.

Ensuite, la fonte ductile a été découverte, qui n'est plus fragile (nouveau processus de fabrication avec addition au moment de la coulée d'une très faible quantité de Magnésium). Ce métal présente des résistances similaires à celles des tuyaux en acier. Il est important de protéger ces tuyaux en les protégeant à l'intérieur (avec du bitume ou du ciment) et à l'extérieur (avec de la soie de verre noyée dans du bitume de houille pour éviter la corrosion). Les diamètres des tuyaux en fonte standard sont de 60 à 80, 100 à 125, 150 à 175, 200 à 250, 300 à 350, 400 à 450, 500 à 600 à 700 à 800 à 900 à 1000 à 1100 à 1250. Les tuyaux de 800 mm de diamètre ont une longueur utile de 6 m. Le niveau de pression de service est compris entre 40 à 60 bars. Ces tuyaux sont assemblés par joints et ont une rugosité (K_s) de 0.1 mm.

V32. Tuyaux en acier

Il s'agit d'acier soudable doux qui nécessite un revêtement intérieur (bitume ou ciment) et extérieur (soie de verre noyée dans du bitume de houille pour éviter la corrosion). Les longueurs des tubes varient de 6 à 16 m. Il existe des diamètres de 100 à 1000 mm et des épaisseurs de 3 à 9 mm. Le niveau de pression de service est compris entre 40 à 60 bars.

V33. Tuyaux en béton armé

Pour les tuyaux de grand diamètre, ils sont fabriqués par centrifugation ou coulés debout. Les tuyaux ont une longueur de 4 à 6 mètres. Il existe une variété de diamètres disponibles, allant de 300 à 1000 mm. La pression de service est comprise entre 1,5 et 2 bars.

V34. Tuyaux en béton précontraint

Tuyaux en béton précontraint Les diamètres de ces tuyaux peuvent varier de 3 à 6 mètres de longueur. Ces tuyaux ont un diamètre allant de 400 mm à 300 mm. Le niveau de pression de service peut atteindre 20 bars.

V35. Tuyaux en matière plastique

On distingue les tuyaux rigides et les tuyaux semi-rigides.

- **Les tuyaux rigides** : Sont fabriqués à partir de polychlorure de vinyle (PVC) non plastifié. Ils sont construits avec des longueurs de 5 à 6 mètres et des niveaux de pression de 6, 10 et 16 bars

- **Les tuyaux semi-rigides :** Sont fabriqués à partir de polyéthylène à haute densité (PEHD) et sont constitués de couronnes de 25, 50 et 100 mètres de long. Ils peuvent être disponibles dans trois niveaux de pression : 10, 16 et 20 bars. Ces tuyaux sont de plus en plus utilisés car ils sont souples, légers, faciles à poser et peu rugueux.

V4. Choix de Tracé

Le choix du parcours est une étape sensible qui nécessite de faire attention et de respecter plusieurs critères [4].

- Favoriser le chemin le plus court possible pour réduire les coûts.
- Éviter les terrains trop accidentés ou rocheux, si possible.
- Le chemin doit être situé près de la route pour rendre plus simples l'entretien, la réparation et le repérage des fuites.
- Évitez autant que vous pouvez de passer par des barrières comme les routes, les chemins de fer, les canaux, ou les rivières sèches.

V4.1. Tracé d'adduction Gravitaire

L'adduction en écoulement gravitaire assure la liaison avec le réservoir principale (R1), Dont la capacité est de 500m³ et la cote de terrain naturelle est 517m, avec la station de reprise (SR2) ayant une altitude 483.09m.

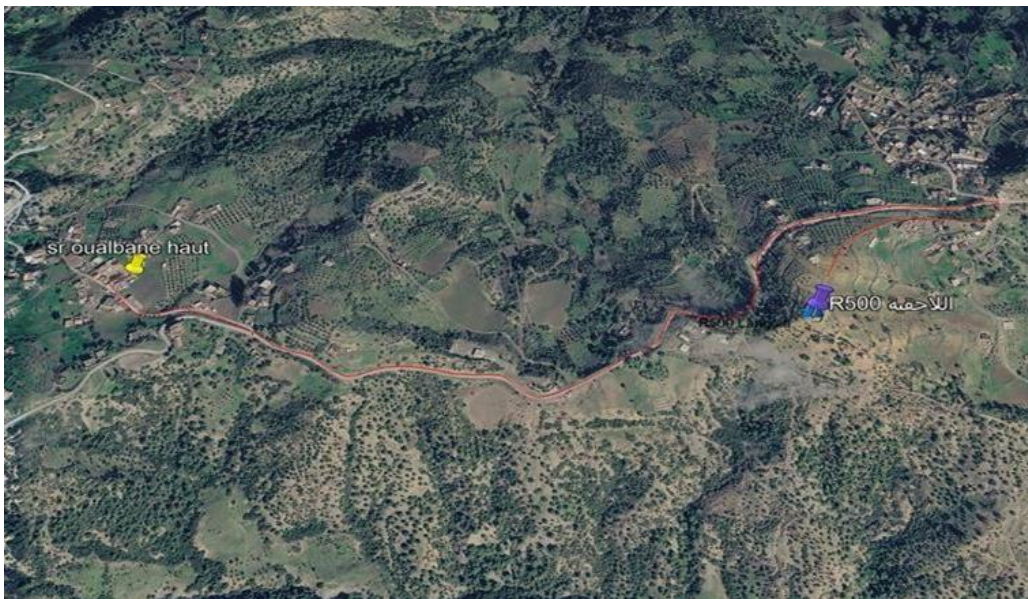


Figure (V.5) : Tracé d'adduction Gravitaire.

V.42 Trace d'adduction Refoulement

Dans notre cas d'étude, le système d'adduction repose sur deux refoulements successifs. Le premier refoulement assure le transfert de l'eau depuis la station de pompage, située à une cote de terrain naturel de 364m, vers le réservoir R1 qui présente une capacité de stockage de 500m³, la station de reprise, située à une altitude de 483.09m. Permet ensuite d'alimenter le réservoir R2, qui possède une capacité de 300m³ et se trouve à une cote de terrain naturel de 636 m .

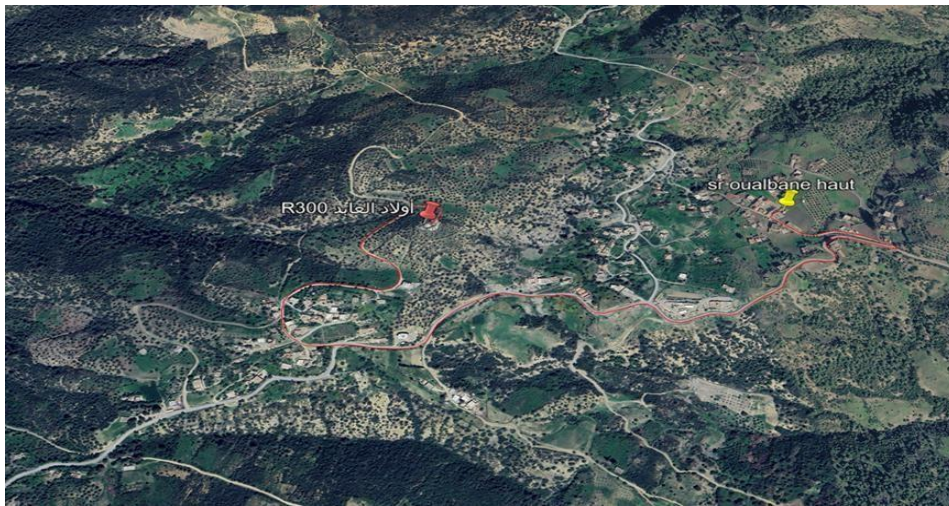


Figure (V.6) : tracé d'adduction refoulement SR-R2.



Figure (V.7) : Trace d'adduction refoulement SP1-R1.

V5. Calcule hydraulique

V5.1. Cas Gravitaire

Ce tronçon relie entre le réservoir R1 de capacité 500 m³ ayant une cote de radie de 517 m avec la station de reprise (SR2) ayant une altitude 483.09 m.

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

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L * Q^{\beta}}{\Delta H_T}} \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

Dav : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

m : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

K' : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

L : Longueur de la conduite (m) ;

ΔHT : Perte de charge totale (m).

Tableau (V.2) : Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau.

tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0.00179- 0.001735	5.1-5.3	1.9-2
Amiante-ciment	0.00118	4.89	1.85
Plastique	0.001052	4.772	2

En applique la formule de Darcy-Weisbak approchée :

Cas en fonte :

$m=5.1$, $B=2$, $K'=0.001052$

$$D_{AV} = \sqrt[5.1]{\frac{0.00179 \cdot 1530 \cdot 0.002856^2}{33.71}} = 0.0614 \text{ m} = 61.4 \text{ mm} .$$

Donc, dans ce cas le diametre a ete determiner a l'aide de la formule de Darcy-Weisbakh les calculs effectues ont conduit a un diametre theorique de 61.4 mm afin de respecter les diametre normalises disponibles et d'assurer un fonctionnement hydraulique satisfaisant, le diametre DN= 80 mm a été retenu pour la conduite .

V52. Cas refoulement

L'étude technico-économique d'une adduction par refoulement vise à déterminer le diamètre optimal de la conduite. Celui-ci peut être évalué soit à l'aide de formules empiriques, soit à la suite d'une analyse économique approfondie.

V521. Relation empirique

Il y a plusieurs formules donnant le diamètre économique, mais les plus utilisées sont celles données par :

Formule de Bresse :

$$D_{ec} = \sqrt{Q'} \dots\dots\dots(V.2)$$

Formule de Bonnin :

$$D_{ec} = 1.5\sqrt{Q'} \dots\dots\dots(V.3)$$

D_{ec} Avec :

D_{ec} : Diamètre économique

Q' : Débit refoule en m³ /s. est calculé par la formule suivante :

$$Q' = \frac{Q_{maxj}}{t} \dots\dots\dots (V.4)$$

Avec :

Q_{maxj} : débit maximale journalier ;

t : temps de pompage en (h) (20 heures dans notre cas).

V522 Principe de Calcule

Les formules de Bresse et Bonin suscitées sont utilisée de nos jour pour une première approximation du diamètre économique. en utilisant ces deux formules, on aura une série de diamètres $\sqrt{Q'} < D < 1.5\sqrt{Q'}$ et pour toute la séries ,on effectuera les calculs suivants :

V5221. Frais d'exploitation

1. Calcule les pertes de charge

La perte de charge peut être calculée par la formule de Darcy-Weisbak suivant :

$$\Delta H = 1.15 * \lambda * \frac{L}{D} * \frac{v^2}{2 * g} \dots\dots\dots(V.5)$$

Avec :

L : longueur de la conduite (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

V : vitesse d'écoulement ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s).

λ : coefficient de frottement ; est calculer par la formule de :

$$\lambda = 0.11 \left[\frac{K}{D} + \frac{68}{Re} \right]^{0.25} \dots\dots\dots(V.6)$$

Avec :

K : Coefficient de rugosité équivalent de matériau est varié entre à 0,01mm et 0,02 mm ;

D : diamètre intérieur en (m) ;

Re : nombre de Reynold, est donne par :

$$Re = \frac{v \cdot D}{\nu} \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec :

V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : Diamètre intérieur en (m) ;

ν : Viscosité cinématique de l'eau $\nu = 10^{-6}$ (m²/s).

2. Calcul de la HMT de la pompe : La Hauteur manométrique totale de la pompe HMT (ou charge délivrée par la pompe) peut être calculée par l'expression

$$HMT = Hg + \sum \Delta H \dots\dots\dots (V.8)$$

Avec :

Hg : hauteur géométrique en (m) ;

Δh : la perte de charge en (m).

3. Calcule de la puissance absorbée (délivrée à la pompe) : elle est calculée en divisant la puissance utile délivrée par la pompe sur son rendement :

$$W'_P = g * Q * \frac{HMT}{\eta} \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec :

η : Rendement de la pompe en (%) on suppose un rendement de ($\eta=82\%$);

Q : Débit refoulé par la pompe en(m³/s) ;

g : Pesanteur (9.81 m/s²).

4. Calcul de l'énergie annuelle consommée par la pompe : Elle est calculée en multipliant la puissance absorbée par le temps de pompage annuel :

$$E(KWh) = W_{p'} * t * 365 \dots\dots\dots (V.10) \text{ Avec :}$$

t : temps de pompage en (heure) t=20h ;

Wp' : puissance de la pompe en(kW).

V5222 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation (ou de fonctionnement) annuelles calculés en multipliant l'énergie consommée par le tarif :

$$F_{ex}(DA) = E * e \dots\dots\dots (V.11)$$

Avec :

E : Energie consommée par la pompe en (Kwh) ;

e : Tarif en (DA/ Kwh).

V5223 Frais d'amortissement :

- 1. Calcule des frais d'investissement :** Les Frais d'investissement sont calculés en multipliant les prix unitaires des conduites par la longueur de la canalisation.

$$F_{inv} = P_u * L \dots\dots\dots (V.12) \text{ Avec :}$$

Pu : le prix unitaire de la conduites (DA) ; L : La longueur de la canalisation (m).

- 2. Calcule de l'annuité A :**

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

Avec :

i : Taux d'annuité 8% ;

N : Nombre d'années d'amortissement, n = 30 ans.

Donc $A=0.0888$. Cela veut dire que chaque 1DA investi par année correspond 0.0888 DA remboursée.

3. **Calcule des frais d'amortissement annuels** : Les frais d'amortissement annuels sont calculés en multipliant les frais d'investissement par l'annuité A :

$$F_{am}(DA) = F_{inv} * A \dots\dots\dots(V.14)$$

V5224 Frais totaux (bilan totale)

Les frais totaux F_T sont calculés en additionnant les frais d'exploitation et les frais d'amortissement :

$$F_T = F_{ex} + F_{am} \dots\dots\dots (V.15)$$

V.6 Adduction de Refoulement SP-R1

V.6.1 Calcule le diamètre économique

Formule de Bresse :

$$D_{ec} = \sqrt{Q'}$$

$$Q' = \frac{620.0476}{20*3600} = 0.00861 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_{ec} = \sqrt{0.00861} = 0.0927 \text{ m} = 92.7 \text{ mm.}$$

Formule de Bonnin :

$$D_{ec} = 1.5\sqrt{0.00861} = 0.13918 \text{ m} = 139.18 \text{ mm.}$$

Les diamètres proposés sont donc 60, 80,100,125,150,200 mm pour une conduite en fonte ductile.

V.62. Calcul de HMT

Tableau (V.3) : Calcul de l'HMT, Tançons SP-R1.

D (mm)	Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Re	λ	L(m)	Hg (m)	ΔH_t (m)	HMT (mce)
60	0.00861	3.045	182700	0.070	1850	157	1178.345	1335.345
80	0.00861	1.712	136900	0.037	1850	157	147.387	304.387
100	0.00861	1.096	109600	0.061	1850	157	80.627	237.627
125	0.00861	0.007	8762.5	0.038	1850	157	0.001	157.001
150	0.00861	0.004	7200	0.039	1850	157.	0.00065	157.0006
200	0.00861	0.274	54812	0.052	1850	157	2.130	159.130

V.63. Calcule les frais d'exploitation

En Algérie e est le tarif par Sonelgaz, il varie entre 4.2 et 7.3DA/Kwh selon la période de consommation (tableau) et parfois même selon le niveau de consommation.

Tableau (V.4) : Tarification de l'énergie électrique en Algérie.

P	Horaire	Nombre d'heures	Prix du Kwh (DA)
Heures pleines	6h à 17h	11	4.472
Heures de pointe	17h à 21h	4	7.267
Heures creuses	21h /06h	9	4.179

La station de pompage fonctionne 20/24h, le tarif moyen est donc :

$$\bullet e = \frac{11*4,472+4*7,267+9*4,179}{20} = 5,793 \text{ DA/Kwh}$$

Tableau (V.5) : Calcul des frais d'exploitation, Tançons SP-R1.

D(mm)	HMT(mce)	WP(kW)	E(kW/h)	Fe(DA)
60	1335,345	137,547	1004095,274	4849780,173
80	304,387	31,353	228880,417	1105492,417
100	237,627	24,476	178680,669	863027,631
125	157,001	16,171	118055,277	570206,989
150	157,000	16,171	118054,521	570203,337

200	159,130	16,391	119656,404	577940,431
-----	---------	--------	------------	------------

V.64. Calcule les frais d'amortissement :

F_{inv} représentent ici les frais d'achat ou de fourniture des conduites et A anuité (A=0.0888 DA).

Tableau (V.6) : Calcul des frais d'amortissement, Tançons SP-R1.

D(m)	Prix unitaire(da)	longueur(m)	F _{inv} (da)	F _a (da)
60	4998	1850	9246300	821071,44
80	4998	1850	9246300	821071,44
100	6069	1850	11227650	997015,32
125	7616	1850	14089600	1251156,48
150	9282	1850	17171700	1524846,96
200	13328	1850	24656800	2189523,84

V.65. Calcule les frais Totaux :

Les frais totaux F_T calculés sont montés dans le tableau (V.7). La figure (V.8) illustre les variations des frais d'exploitations, d'amortissement et totaux en fonction du diamètre de la canalisation.

Tableau (V.7) : Calcul des frais totaux, Tançons SP-R1.

D(m)	FE(DA)	F _a (DA)	FT
60	4849780,173	821071,44	5670851,613
80	1105492,417	821071,44	1926563,857
100	863027,631	997015,32	1860042,952
125	570206,989	1251156,48	1821363,47
150	570203,337	1524846,96	2095050,297
200	577940,431	2189523,84	2767464,272

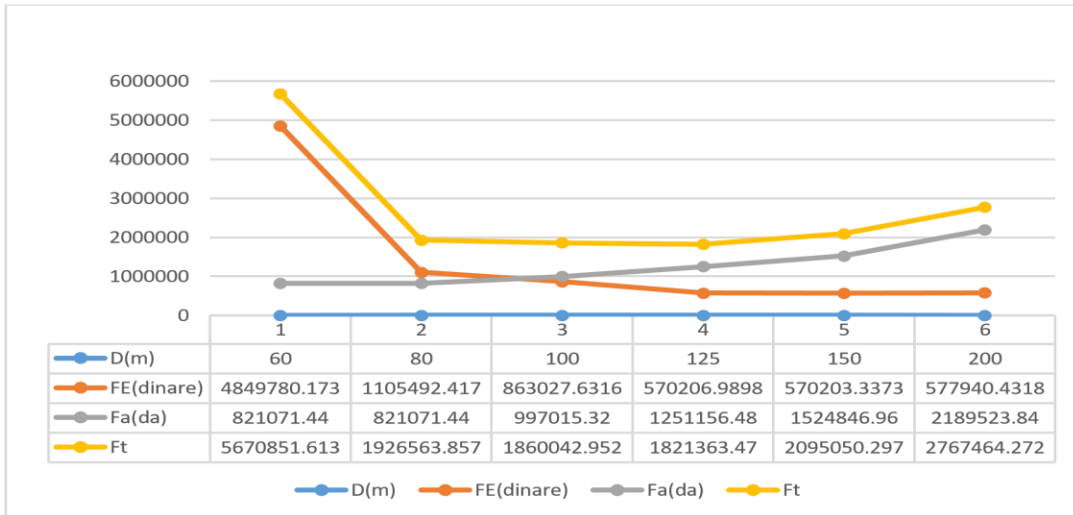


Figure (V.8) : Bilan totale du tronçon SP-R1.

Le diamètre optimal ou économique est celui correspond aux dépenses totale minimales et à une vitesse d'écoulement acceptable. D'après les résultats obtenus, le diamètre ayant un cout total minimum est le diamètre 100mm .la vitesse d'écoulement correspondante est 1.96 m/s .la hauteur manométrique de la pompe requise est 237.6273 mce.

V.7. Adduction de Refoulement SR-R2

V.7.1. Calcule le diamètre économique

Formule de Bresse :

$$D_{ec} = \sqrt{Q'}$$

$$Q' = \frac{Q_{maxj}}{t} = \frac{373.2882}{20 \times 3600} = 0.00518 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_{ec} = \sqrt{0.00518} = 0.0719 \text{ m} = 71.9 \text{ mm.}$$

Formule de Bonnin :

$$D_{ec} = 1.5\sqrt{0.00518} = 0.1079 \text{ m} = 107.9 \text{ mm.}$$

Les diamètres proposés sont donc 60, 80,100,125, 150 mm pour une conduite en fonte ductile.

V.7.2. Calcule HMT

Tableau (V.8) : Calcul de l'HMT, tançons SR-R2.

D (mm)	Q (m3/s)	Vitesse (m/s)	Re	λ	L(m)	Hg (m)	$\Delta H_t(m)$	HMT (mce)
60	0.0051	1.832	109978.768	0.0703	1120	156.91	258.605	415.515
80	0.0051	1.031	82484.076	0.0655	1120	156.91	57.150	214.060
100	0.0051	0.659	65987.261	0.062	1120	156.91	17.727	174.637
125	0.0051	0.422	52789.808	0.0587	1120	156.91	5.501	162.411
150	0.0051	0.293	43991.507	0.0562	1120	156.91	2.116	159.026

V.7.3. Calcule les frais d'exploitation

Tableau (V.9) : calcul les frais d'exploitations, tançons SR-R2.

D(mm)	HMT(mce)	WP(KW)	E (KW/h)	Fe (DA)
60	415,515	25,749	187972,789	907908,572
80	214,060	22,049	160960,002	777436,810
100	174,637	17,988	131316,168	634257,095
125	162,411	16,729	122123,185	589854,987
150	159,026	16,380	119577,540	577559,520

V.7.4. Calcule les frais d'amortissement

Tableau (V.10) : Calcul les frais d'amortissement, tançons SR-R2.

D(mm)	Prix unitaire(DA/ml)	longueur(m)	Finv(DA)	Fa(DA)
60	4998	1120	5597760	497081,088
80	4998	1120	5597760	497081,088
100	6069	1120	6797280	603598,464
125	7616	1120	8529920	757456,896
150	9282	1120	10395840	923150,592

V.7.5. Calcule les frais totaux

Tableau (V.11) : Calcul les frais totaux, tançons SR-R2.

D(mm)	Fe(DA)	Fa(DA)	Ft (DA)
60	907908,572	497081,088	1404989,66
80	777436,810	497081,088	1274517,898

100	634257,095	603598,464	1237855,56
125	589854,987	757456,896	1347311,883
150	577559,520	923150,592	1500710,113

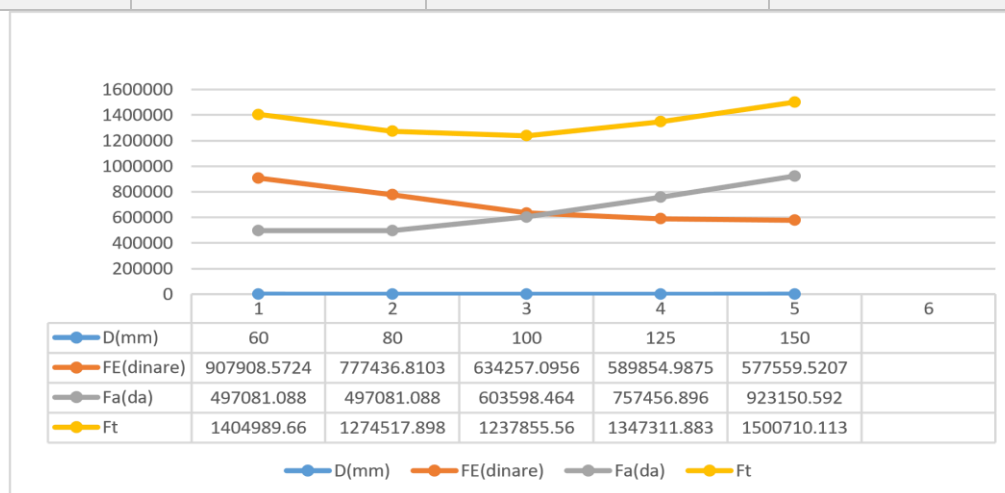


Figure (V.9) : Bilan du tronçons SR-R2.

Donc le diamètre ayant un cout total minimum est le diamètre Fonte ductile 80 mm qu'on retient comme diamètre pour le tronçon SP-R2. La vitesse d'écoulement et la HMT correspondante sont 1.0310 /s et 214.0606 mce respectivement.

V& Conclusion

Au terme de ce chapitre, l'étude et le dimensionnement du système d'adduction ont permis de définir une solution technique cohérente, fiable et économiquement optimisée pour assurer l'acheminement de l'eau depuis la source jusqu'aux réservoirs de stockage et de distribution. Compte tenu des contraintes topographiques de la zone d'étude, le choix d'une adduction mixte, combinant transport gravitaire et refoulement, s'est révélé le plus approprié pour garantir la continuité du service et la sécurité hydraulique du système.

L'analyse hydraulique réalisée a permis de dimensionner l'ensemble des ouvrages d'adduction à partir du calcul des débits, des pertes de charge et des hauteurs manométriques nécessaires. Pour le tronçon gravitaire reliant le réservoir R500 à la station de reprise, le diamètre de 80 mm assure un écoulement satisfaisant sous gravité, répondant aux exigences hydrauliques du projet.

Concernant les conduites de refoulement, une approche technico-économique a été adoptée en comparant plusieurs diamètres sur la base des coûts d'investissement, des coûts d'exploitation et des dépenses annuelles globales. Cette analyse a conduit au choix d'un diamètre optimal de 100 mm pour le tronçon SP-R500, correspondant au coût global minimal, avec une vitesse d'écoulement de 1,096 m/s et une HMT de 237,63 mce, garantissant un fonctionnement efficace de la station de pompage. De même, pour le tronçon SR-R300, le diamètre de 80 mm a été retenu comme solution économiquement optimale, avec une vitesse de 1,031 m/s et une HMT de 214,06 mce.

Les résultats obtenus montrent que les diamètres retenus permettent de limiter les pertes de charge, de réduire les consommations énergétiques liées au pompage et d'assurer un compromis optimal entre performance hydraulique et rentabilité économique. Le dimensionnement proposé satisfait ainsi les critères de sécurité, de fiabilité et de durabilité exigés pour une infrastructure d'alimentation en eau potable.

En conclusion, ce chapitre met en évidence l'importance d'une approche intégrant à la fois les aspects hydrauliques et économiques dans le dimensionnement des ouvrages d'adduction. Les solutions retenues garantissent un transport fiable de l'eau, un fonctionnement optimal des équipements et une optimisation des coûts, assurant ainsi un système durable et adapté aux besoins actuels et futurs des localités étudiées.

CHAPITRE VI : Choix des pompes

Chapitre VI : Choix des pompes

VI.1. Introduction

Le choix des pompes constitue une étape essentielle dans la conception des systèmes hydrauliques. Une sélection appropriée permet d'assurer un fonctionnement optimal de l'installation tout en évitant divers problèmes techniques liés au dimensionnement. Ce choix repose sur plusieurs paramètres fondamentaux, notamment le débit, la hauteur manométrique, ainsi que les caractéristiques du fluide transporté. Dans ce chapitre, nous présentons les principes de base nécessaires au choix d'une pompe adaptée aux exigences du projet.

VI.2. Définition d'une pompe

En ingénierie hydraulique, le terme pompe désigne généralement une machine dont la fonction est de transférer un fluide d'un niveau bas vers un niveau plus élevé, en lui fournissant l'énergie mécanique nécessaire [6].

VI.3. Types de pompes

En hydraulique, les pompes sont classées principalement en deux grandes familles selon le principe de transformation de l'énergie [7].

VI.3.1. Pompes volumétriques (à déplacement positif)

Les pompes volumétriques fonctionnent par variation d'un volume fermé. Le fluide est emprisonné dans une chambre puis déplacé mécaniquement vers la sortie.

Ce fonctionnement permet d'obtenir un débit presque constant, indépendamment de la pression.

Caractéristiques :

- Débit régulier
- Utilisées pour les fluides

VI.3.2. Pompes dynamiques (turbopompes)

Les pompes dynamiques fonctionnent par transmission d'énergie au fluide sous forme de vitesse, transformée ensuite en pression.

Le fluide est mis en mouvement grâce à une roue tournante (roue à aubes).

VI.3.2.1. Pompes centrifuges

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées en hydraulique et en AEP. Le fluide entre axialement au centre de la roue (œil de la roue) puis est rejeté radialement vers l'extérieur sous l'effet de la force centrifuge.

Cette transformation permet d'augmenter la pression du fluide

Caractéristiques :

- Débit important.
- Fonctionnement continu et stable.
- Bon rendement pour les réseaux d'eau.

VI.3.2.2. Pompes axiales et mixtes

Les pompes axiales orientent l'écoulement parallèlement à l'axe de rotation, adaptées aux très grands débits et faibles hauteurs.

Les pompes mixtes combinent les effets centrifuge et axial, offrant un compromis entre débit et pression.

VI.4. Couplage des pompes

Le couplage des pompes désigne la manière dont plusieurs pompes sont associées pour améliorer le débit ou la hauteur manométrique, ou encore la liaison pompe– moteur [6].

VI.4.1. Couplage en série

- Les pompes sont placées l'une après l'autre.
- Les hauteurs s'additionnent
- Le débit reste constant
- Utilisé pour augmenter la pression

VI.4.2. Couplage en parallèle

- Les pompes fonctionnent côte à côte sur la même conduite.
- Les débits s'additionnent
- La hauteur reste la même
- Utilisé pour augmenter le débit total

VI.4.3. Couplage moteur–pompe (entraînement)

C'est la liaison mécanique entre la pompe et le moteur :

- Accouplement direct (rigide ou flexible), permet de transmettre l'énergie au rotor.

VI.5. Choix de la pompe

Le choix d'une pompe est une étape importante dans tout système hydraulique, car il permet d'assurer un bon fonctionnement et une meilleure efficacité de l'installation. Pour bien choisir une pompe adaptée, il faut prendre en compte plusieurs éléments essentiels.

- Débit (Q) ;
- La hauteur manométrique (HMT) ;
- La vitesse de rotation maximale (N);
- Le rendement (η) ;
- La puissance (P).

Pour notre projet, il faut choisir des pompes adaptées pour assurer le débit et la hauteur manométrique vers le réservoir 1 et réservoir 2. Le logiciel (CAPRARI) nous aide à définir les paramètres de la pompe selon le débit et la hauteur manométrique.

VI.6. Choix du nombre de pompes

Les facteurs influençant le choix du nombre de pompes sont les suivants :

- Puissance absorbée minimal.
- Nombre d'étage minimal.
- Nombre de pompes minimal.
- Rendement optimal.
- Charge nette d'aspiration requise(NSPH).

VI.7. Courbe caractéristique de la pompe

Les courbes caractéristiques d'une pompe sont importantes pour connaître son fonctionnement. Elles permettent de voir la relation entre le débit et la hauteur de refoulement. Grâce à ces courbes, on peut déterminer les performances de la pompe dans différentes conditions. Dans le cas des pompes centrifuges, le constructeur donne généralement plusieurs courbes pour aider à bien choisir et utiliser la pompe.

- Courbe débit hauteur [$H=f(Q)$]
- Courbe de rendement [$\eta=f(Q)$]
- Courbe de puissance [$P_a=f(Q)$]
- Courbe de NSPH [$NSPH=f(Q)$]

VI.8. Point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement est défini comme l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe $H=f(Q)$ et la courbe de la conduite $H_c=f(Q)$ Il représente les conditions réelles de fonctionnement du système hydraulique, notamment le débit et la hauteur manométrique effectivement fournis par la pompe. Pour assurer un fonctionnement optimal et économique, ce point doit être aussi proche que possible de la zone de rendement maximal de la pompe, appelée point nominal.

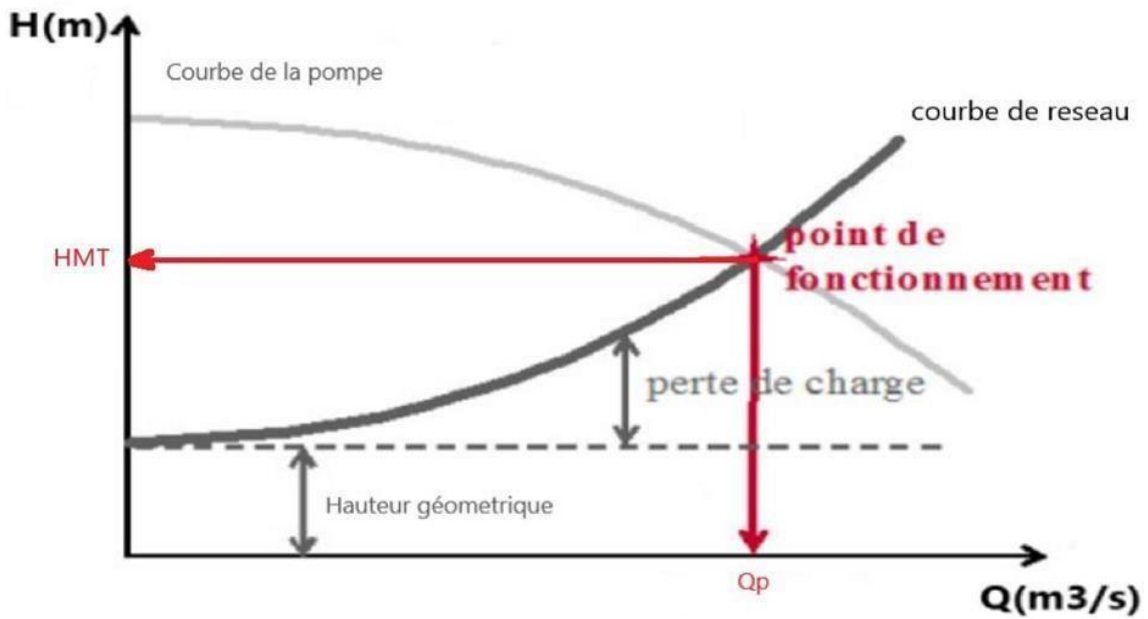


Figure (VI.1) : Point de fonctionnement.

VI.9. Cas de la station de pompage 2

VI.9.1. Caractéristique de la conduite de Refoulement 2

Dans notre cas d'étude les données de départ sont :

- $Q = 4.3204 \text{ l/s}$.
- $HMT = 214.0606 \text{ mce}$.

VI.9.2. Exécution dans logiciel CAPRARI

Les résultats d'exécution du logiciel CAPRARI sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.2) : Variante de pompe proposée pour SP2.

Reference	Code	Vitesse (1/min)	Fréquence (Hz)	DNm (mm)	Rendement (%)	P2 max (KW)	M.E.L
CVX151/17	811341	2900	50	50	72.3	14.6	0.4
CVD201/16	811694	2900	50	50	69.9	16	0.4
CVX201/17	812975	2900	50	50	69.3	17.6	0.4
HMU40-1/8A	770360	2900	50	40	66.1	14.9	

D'après le tableau (VI.2), le choix de la pompe adoptée CVX151/17, associée à une pompe de secours, s'avère le plus judicieux pour notre projet, dans la mesure où elle assure un compromis optimal entre les exigences hydrauliques, énergétiques et économiques.

VI.9.3. Description de la pompe CVX151/17

La pompe choisie de type CAPRARI CVX151/17 est une électropompe multicellulaire verticale adaptée aux systèmes d'adduction d'eau nécessitant des hauteurs manométriques élevées. Elle assure un débit nominal de 4,32 l/s pour une hauteur manométrique totale de 214,06 m, ce qui répond aux besoins hydrauliques du projet. Fabriquée principalement en acier inoxydable, la pompe offre une bonne résistance à la corrosion et une durabilité adaptée au pompage de l'eau potable. Son installation verticale permet également un gain d'espace et une meilleure intégration dans la station de pompage.

VI.9.4. Courbes caractéristiques de la pompe CVX151/17

Les courbes caractéristiques de la pompe retenue, issues du logiciel CAPRARI, sont illustrées dans la figure (VI.4).

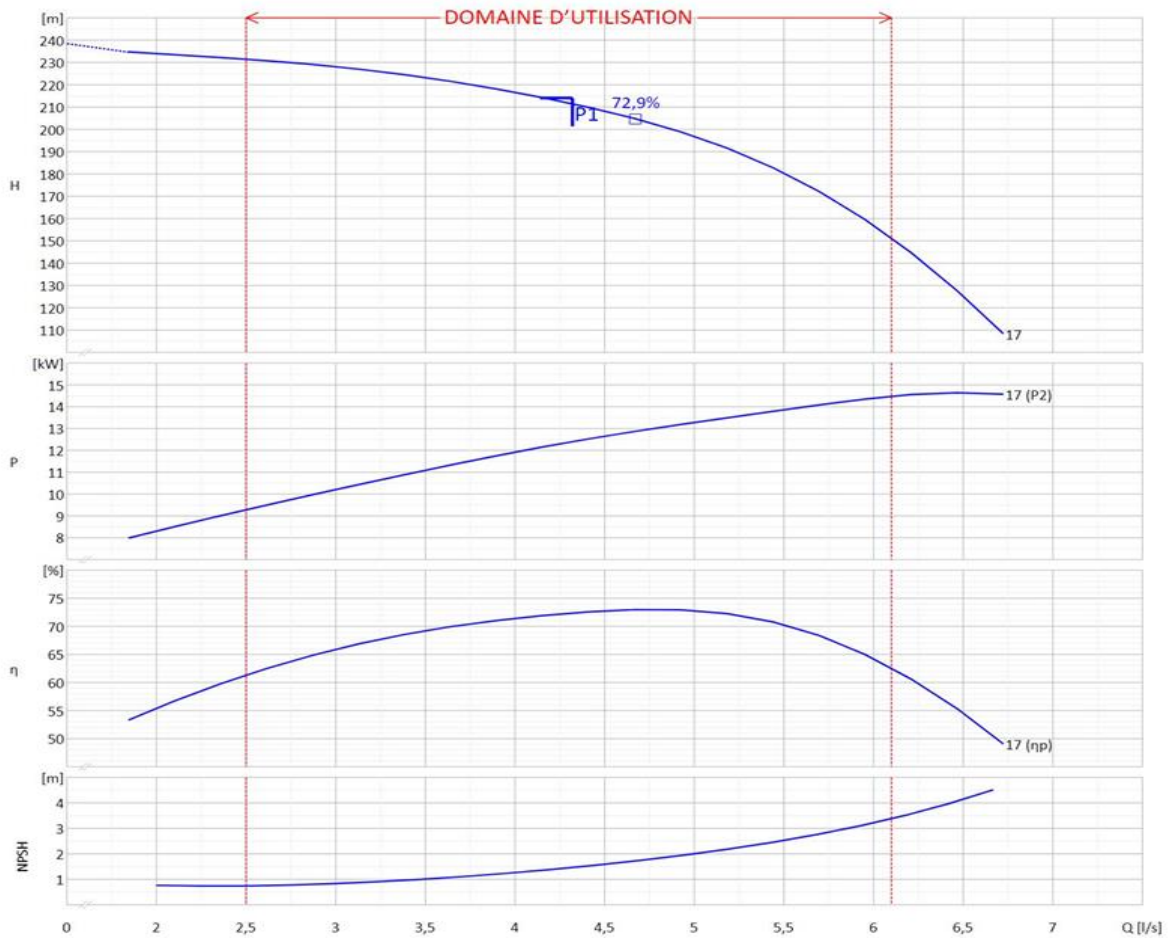


Figure (VI.2) : Courbe caractéristique de la pompe CVX151/17.

L'analyse de la pompe CVX151/17 pour un débit de 4,32 l/s et une HMT de 214 m montre que cette pompe donne de bonnes performances hydrauliques. Pour un débit proche du point étudié, elle fournit une hauteur d'environ 205 m. Malgré un léger écart par rapport à la HMT demandée, la courbe indique qu'en diminuant légèrement le débit, la hauteur manométrique peut augmenter et se rapprocher de la valeur souhaitée. Le rendement de la pompe est également très satisfaisant, avec une valeur d'environ 72,9 %, ce qui signifie qu'elle fonctionne dans sa zone optimale. De plus, le NPSH requis est faible (1,7 m), ce qui réduit les risques de cavitation et assure un bon fonctionnement de la pompe.

VI.10 Cas de la station de pompage 1

VI.10.1 Caractéristique de la conduite de refoulement 1

Pour notre cas d'étude les données de départ sont :

- $Q=7.1764$ (L/s).
- $HMT=237.62$ (m).

VI.10.2 Exécution dans logiciel CAPRARI

Les résultats d'exécution du logiciel CAPRARI sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.1) : Variante de pompes proposées pour SP1.

Reference	Code	Vitesse (1/min)	Fréquence (Hz)	DNm (mm)	Rendement	P2 max (KW)	M.E.L
HMU40-2/7A	770366	2900	50	40	70.6%	24.7	
CVX451/10+	811588	2900	50	80	66.9%	34.1	M.E.L=0.4
HMU50-1/5A	770371	2900	50	50	64.2%	36	
HVU35/5A	8114130	2900	50	50	64.2%	36.9	M.E.L=0.4

VI.10.3 Description de la pompe HMU40-2/7A

La pompe CAPRARI HMU40-2/7A est une pompe centrifuge à axe horizontal utilisée dans les systèmes d'adduction d'eau potable. Elle se distingue par sa conception robuste et sa capacité à assurer le transfert de l'eau dans des conditions de fonctionnement exigeantes. Fabriquée avec des matériaux résistants, cette pompe offre une bonne durabilité ainsi qu'une résistance adaptée aux contraintes hydrauliques. Sa configuration horizontale facilite également son installation et les opérations de maintenance au niveau de la station de pompage.

VI.10.4 Courbes caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe choisie, fournies par le logiciel CAPRARI sont représentées dans la figure (VI.2).

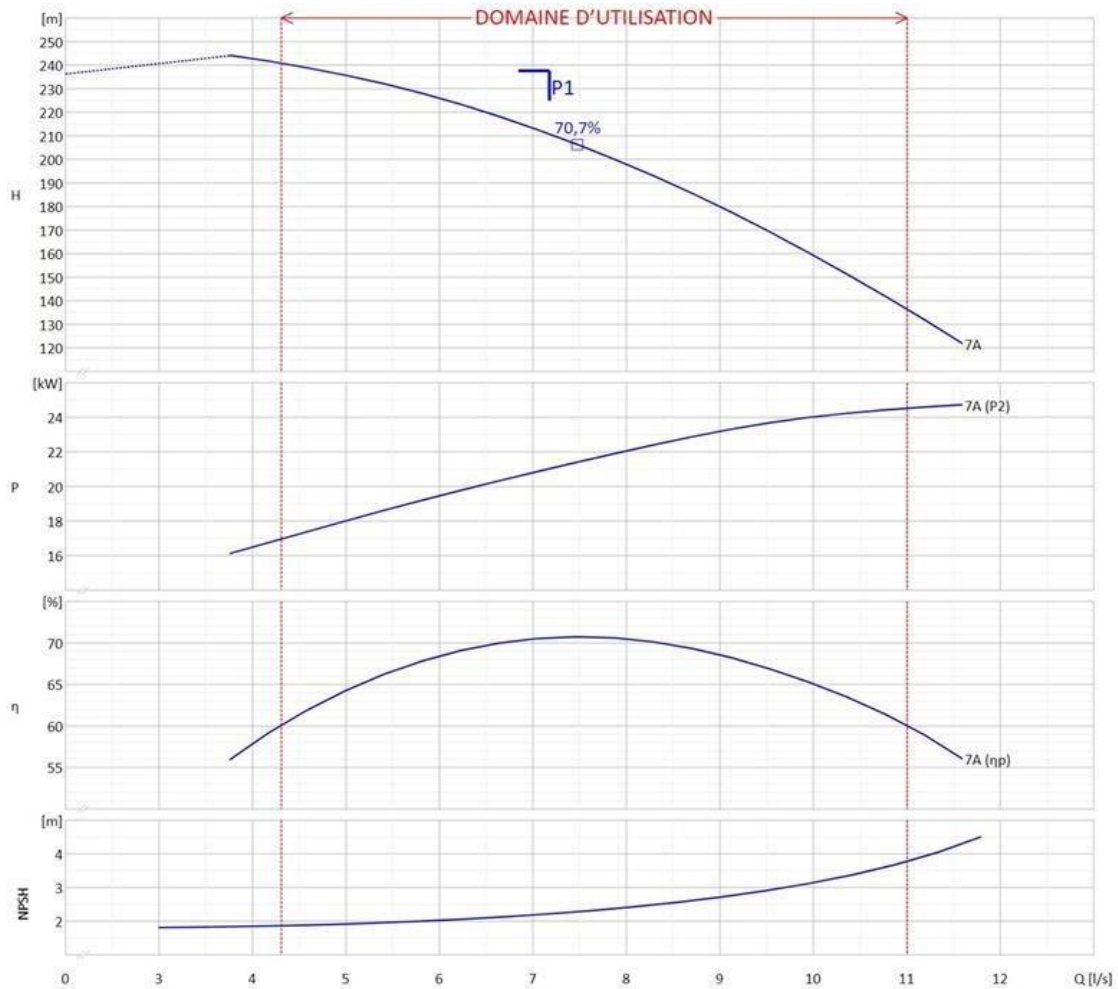


Figure (VI.4) : Courbes caractéristiques de pompes HMU40-2/7A.

L'analyse du modèle HMU40-2/7A montre que le point de fonctionnement obtenu est de 7,45 l/s pour une HMT de 207 m. Cependant, cette hauteur reste inférieure à la HMT demandée de 237 m, avec un écart d'environ 30 m. Pour atteindre 237 m avec cette pompe, le débit devrait être réduit à environ 4,5 l/s, ce qui ne répond plus au débit requis de 7,17 l/s. Même si le rendement de la pompe est satisfaisant (70,69 %), ce modèle reste insuffisant pour assurer simultanément le débit et la pression demandés.

Par contre, la courbe de la pompe CVX151/17 montre qu'à un débit de 3,57 l/s, la hauteur obtenue est proche de 230 à 235 m. Ainsi, l'utilisation de deux pompes CVX151/17 montées en parallèle permettrait d'obtenir un débit total de 7,17 l/s avec une HMT proche de 237 m.

Pour cette raison, il est proposé d'utiliser deux pompes CVX151/17 en parallèle pour la station de pompage 2 afin de satisfaire les besoins hydrauliques du projet.

VI.11 Conclusion

Au terme de ce chapitre, le choix des pompes a été réalisé sur la base des débits de calcul et des hauteurs manométriques totales déterminés lors de l'étude de l'adduction. L'utilisation du logiciel CAPRARI a permis de sélectionner des équipements adaptés aux conditions hydrauliques des deux stations de pompage, tout en garantissant un fonctionnement fiable et satisfaisant du système d'alimentation en eau potable.

Pour la station de pompage 2, correspondant à un débit de 4,32 l/s et une HMT de 214 m, le logiciel CAPRARI a permis de retenir la pompe de type CVX151/17, répondant convenablement aux exigences de fonctionnement et assurant un rendement hydraulique acceptable.

Concernant la station nécessitant un débit plus élevé de 7,17 l/s avec une HMT de 237 m, la solution adoptée consiste en l'utilisation de deux pompes montées en parallèle, de même modèle CVX151/17. Cette configuration permet de satisfaire les besoins hydrauliques demandés tout en assurant une meilleure flexibilité d'exploitation et une continuité de service.

Par ailleurs, afin d'assurer la continuité de l'alimentation en eau en cas de défaillance ou de panne, une pompe de secours est prévue pour chacune des deux stations de pompage. Cette disposition permet de garantir la sécurité de fonctionnement et la fiabilité du système d'exploitation.

Ainsi, les solutions retenues assurent un fonctionnement performant, fiable et sécurisé des stations de pompage, tout en répondant aux besoins actuels et futurs des agglomérations étudiées.

Conclusion générale

Conclusion générale

Au terme de ce travail, les objectifs initialement fixés ont été atteints à travers la réalisation d'une étude rigoureuse et cohérente. Ce mémoire a permis d'aborder et de maîtriser les différentes étapes de conception et de dimensionnement d'un système d'alimentation en eau potable (AEP) destiné aux agglomérations d'Ain Oulbane, Oulbane Haut et Ouled El-Abed, situées dans la commune de Kadiria.

La collecte et l'analyse des données relatives à la zone d'étude ont constitué une étape essentielle, permettant d'estimer les besoins actuels et futurs en eau potable à l'horizon 2056. Les résultats obtenus montrent une augmentation progressive de la demande, avec un débit maximal journalier évoluant de 4 L/s en 2026 à 7,18 L/s en 2056, et un débit de pointe horaire passant de 13,13 L/s à 22,96 L/s. Ces valeurs ont servi de base au dimensionnement de l'ensemble des ouvrages du système.

L'étude hydraulique du réseau de distribution, réalisée à l'aide du logiciel EPANET, a permis d'analyser le comportement du réseau dans les conditions les plus défavorables. Les simulations effectuées à l'heure de pointe ainsi qu'en situation d'incendie ont montré que le réseau assure une distribution satisfaisante en termes de débits, de vitesses et de pressions. Les surpressions relevées dans certaines zones basses ont été corrigées par l'intégration de réducteurs de pression, contribuant ainsi à améliorer la sécurité et la fiabilité du réseau.

Le dimensionnement des ouvrages de stockage a montré que les réservoirs existants R300 et R500 répondent adéquatement aux besoins actuels et futurs des agglomérations étudiées et assurent une autonomie suffisante pour garantir la continuité du service y compris en période de forte demande et en cas d'incendie.

Concernant le système d'adduction, l'analyse technico-économique a conduit au choix d'une solution mixte, combinant une adduction gravitaire et deux conduites de refoulement adaptées aux contraintes topographiques. Les diamètres retenus, à savoir 100 mm pour le tronçon SP- R500 et 80 mm pour le tronçon SR-R300, offrent un compromis satisfaisant entre performance hydraulique, sécurité de fonctionnement et maîtrise des coûts.

L'étude de pompage, réalisée à l'aide du logiciel CAPRARI, a permis de sélectionner des équipements adaptés, capables d'assurer les débits et hauteurs manométriques requis avec des rendements satisfaisants, tout en intégrant des dispositifs de secours garantissant la continuité

Conclusion générale

de service.

Ainsi, une solution globale et cohérente de dimensionnement du système d'AEP a été proposée, intégrant le réseau de distribution, les ouvrages de stockage, l'adduction et les équipements de pompage. Les résultats obtenus montrent que les infrastructures projetées sont en mesure de répondre durablement aux besoins des populations desservies, tout en respectant les exigences techniques et économiques.

En définitive, ce travail a permis de mobiliser et de valoriser les connaissances théoriques acquises au cours de la formation, en les appliquant à un cas concret. Il a également contribué au développement de compétences en analyse, conception et dimensionnement des systèmes hydrauliques. Nous espérons que cette étude constituera un support technique utile à la mise en œuvre du projet et contribuera à l'amélioration du service d'alimentation en eau potable dans la région de Kadiria.

Annexe

Annexe 01

Tarification et Épaisseurs des Conduites (Algérie) - V2

Estimations détaillées par classe de pression (PN) - 2024/2026

1. Conduites en PEHD (PE100) - Prix HT par mètre linéaire

DN (mm)	PN 10 (SDR 17)		PN 16 (SDR 11)		PN 20 (SDR 9)	
	Ép. (mm)	Prix HT (DA)	Ép. (mm)	Prix HT (DA)	Ép. (mm)	Prix HT (DA)
16	1.6	45	2.0	55	2.3	65
20	1.6	65	2.3	85	3.0	105
25	1.8	95	3.0	140	3.5	170
32	2.0	145	3.0	220	4.4	290
40	2.4	220	3.7	330	5.5	450
50	3.0	340	4.6	510	6.9	700
63	3.8	540	5.8	810	8.6	1 100
75	4.5	760	6.8	1 150	10.3	1 600
90	5.4	1 100	8.2	1 650	12.3	2 300
110	6.6	1 650	10.0	2 400	15.1	3 400
125	7.4	2 100	11.4	3 100	17.1	4 400
160	9.5	3 450	14.6	5 100	21.9	7 200
200	11.9	5 400	18.2	7 900	27.4	11 300
250	14.8	8 400	22.7	12 400	34.2	17 600
315	18.7	13 300	28.6	19 700	43.1	28 000
400	23.7	21 500	36.3	31 800	54.7	45 000
500	29.7	33 600	45.4	49 500	68.3	70 000
630	37.4	53 400	57.2	78 500	86.1	112 000

2. Conduites en Fonte Ductile (Classe K9 / C40)

DN (mm)	Épaisseur (mm)	Prix HT (DA/ml)	Prix TTC (DA/ml)
60 / 80	6.0	4 200	4 998
100	6.0	5 100	6 069
125	6.0	6 400	7 616
150	6.0	7 800	9 282
200	6.3	11 200	13 328
250	6.8	15 100	17 969
300	7.2	18 400	21 896
350	7.7	22 600	26 894
400	8.1	27 500	32 725
450	8.6	33 800	40 222
500	9.0	39 400	46 886
600	9.9	53 500	63 665
700	10.8	72 000	85 680
800	11.7	91 500	108 885
900	12.6	118 000	140 420
1000	13.5	144 000	171 360
1200	15.3	205 000	243 950
1400	17.1	295 000	351 050
1600	18.9	398 000	473 620
2000	22.5	Sur devis	-

Notes Techniques & Commerciales :

- PEHD : Le prix augmente avec le PN car la paroi s'épaissit pour résister à la pression. PN20 est environ 2x plus cher que PN10 pour un même diamètre.
- Fonte : Prix indicatifs pour des barres de 6 mètres.
- Taxes : Appliquer +19% pour obtenir les prix TTC.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : GHERNAOUT.R. (2022). Alimentation en eau potable des agglomérations. s.l. : Les pages Bleues internationales,192 p.
 - [2] : BRIERE, F, G. (2012) : Distribution et collecte des eaux, Edition presses internationales Polytechniques.
 - [3] : MABDE LEBICIR (2025). Simulation du réseau de distribution d'eau potable (EPANET), mémoire fin d'étude. Université de Ghardaïa, Algérie.
 - [4] : NEBRIA, ILIMI.R.(2020). Classification des réservoirs AEP selon différents critères, mémoire de fin d'étude, université mouloud Mammeri Tizi Ouzou (despace.ummo.dz).
 - [5] : Mellal.M, Ghellem.M.(2025). Dimensionnement optimal d'un réseau urbain d'AEP et d'assainissement : cas de localité d'ouled Bouchia, wilaya de Bouira. Mémoire de fin d'étude Université de Bouira, Algérie.
 - [6] : BENYAHIA.S, BOUZIANE.M(2018) Etude d'une station de pompage AEP. Mémoire de fin d'étude de master.
 - [7] : Cour hydraulique /machine hydraulique mécaniques des fluides appliqué.
-
-