

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



جامعة بجاية
Tasdawit n' Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie Département d'**Hydraulique**
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :
SAOUD Tasnim

En vue d'obtention du diplôme de **Master en Hydraulique**
Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

**ETUDE ET ELABORATION D'UN SYSTEME D'INFORMATION GEOGRAHIQUE
DU RESEAU D'AEP DU VILLAGE HAGUI, COMMUNE D'ADJIBA, WILAYA DE
BOUIRA**

Soutenu le 28. 09. 2022 devant le jury composé de :

- Président : **Mme BOUNAB N.**
- Promoteur : **M. SAOU A.**
- Examineur : **M. BENDADOUCHE H.**

REMERCIEMENT

En préambule, je remercie le bon Dieu, tout puissant, de m'avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Je tiens à remercier spécialement ma famille pour leur soutien constant et leurs encouragements.

Je désire à exprimer toute ma reconnaissance à mon promoteur, **M. SAOU**. Je le remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les enseignants du département d'Hydraulique qui m'ont fourni les outils nécessaires à la réussite de mes études universitaires.

Un grand merci à :

- La subdivision d'Hydraulique de Bechloul, **M. LABACI DJAMEL** ;
- Bureau d'étude de génie civil, **M. ZERGOUNI SALEM** ;
- Chef de centre de distribution de Bouira, **M. ALMAS KARIM**.

Mes remerciements s'adressent également aux membres de jury, **Mme. BOUNAB**, ainsi que **M. BENDADOUCHE**, qui ont bien voulu me faire l'honneur de juger mon travail.

Enfin, je remercie tous ceux qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicace

J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail :

A ma chère grand-mère, qui n'a cessé d'être pour moi un exemple de courage et de générosité

A ma chère mère, pour son amour, ses encouragements et ses sacrifices

A mon cher père, pour son soutien, son affection et la confiance qu'il m'a accordé

A mon frère, qui a toujours su me reconforter, et m'encourager

A tous mes amis, particulièrement :

Nadjet, Yasmine, Malak et lina

Alilou, Raouf, Kadiro, Rachid, Moussa, Aziz, Zinou, Abdou, Oussama et Athmane.

Et pour toutes les personnes qui m'ont aidée lors de la rédaction de ce mémoire.

Table des matières

CHAPITRE I : Présentation du site

Introduction générale.....	1
I.1-Introduction	2
I.2-Présentation du site	2
I.2.1- Situation géographique	2
I.2.2- Situation climatique	3
I.2.2.1- Température	3
I.2.2.2- Précipitation	4
I.2.2.3- Vent	4
I.2.3- Situation topographique	4
I.2.4- Situation hydraulique	4
I.2.4.1- Ressources en eau	4
I.2.4.2- Ouvrages de stockage	5
I.2.5- Situation démographique	5
I.2.6- Equipements et infrastructures	5
I.3-Conclusion	5

CHAPITRE II : Estimation des besoins

II.1-Introduction.....	6
II.2-Estimation des besoins en eau.....	6
II.2.1- Estimation de la population future	6
II.2.2-Estimation des besoins domestiques.....	7
II.2.2.1-Dotation	7
II.2.3- Consommation moyenne journalière	8
II.2.3.1- Consommation moyenne journalière de la population	8
II.2.3.2- Consommation moyenne journalières pour les différents besoins.....	8
II.2.3.3- Consommation moyenne journalière totale.....	11
II.2.3.4- Majoration de la consommation moyenne journalière	11
II.2.6-Variation de la consommation horaire	13
II.2.6.1-Coefficients d'irrégularités horaires.....	13
II.2.7-Débit moyen horaire	14

II.2.7.1-Débit maximal horaire.....	14
II.2.7.2-Débit minimal horaire	14
II.2.8-Consommation en eau par tranche pour l’horizon 2052	15
II.3-Conclusion	17

CHAPITRE III : Réservoir de stockage

III.1-Introduction	18
III.2-Rôles du réservoir.....	18
III.3. Classification des réservoirs	18
III.3.1-Leur position par rapport au sol.....	18
III.3.2-Leur forme.....	19
III.3.3-Leur mode de fermeture.....	19
III.3.4-Matériaux de construction.....	19
III.3.5- Selon l’usage.....	19
III.4- Equipement du réservoir	19
III.4.1-Conduite d’arrivé ou d’adduction	20
III.4.2- Conduite de départ ou de distribution	21
III.4.3- Conduite de trop-plein	21
III.4.4-Conduite de décharge ou de vidange	21
III.4.5-Conduite by-pass.....	22
III.4.6-Système de matérialisation de la réserve d’incendie	22
III.5-Emplacement du réservoir	23
III.6-Choix du type de réservoir	23
III.7- La Capacité du réservoir	24
III.7.1-Méthode graphique	24
III.7.2-Méthode analytique.....	24
III.8- Volume total du réservoir.....	25
III.9- Dimensionnement du réservoir	25
III.9.1-Capacité du réservoir	25
III.3-Conclusion.....	28
IV.1-Introduction	29
IV.2-Type d’adduction.....	29

IV.2.1- Adduction gravitaire	29
IV.2.2- Adduction par refoulement	29
IV.2.3- Adduction mixte.....	30
IV.3- Choix du tracé.....	30
IV.4- Choix du type du matériau de la conduite	30
IV.5- Organes et accessoires d'adduction	31
IV.5.1 -Les vannes de sectionnement.....	31
IV.5.2 -Les ventouses.....	32
IV.5.3 -Les robinets de décharge (vidanges)	32
IV.5.4 -Les clapets.....	32
IV.5.5 -Les Crépines	32
IV.6- Description du schéma d'adduction	32
IV.7- Etude technico-économique des conduites.....	32
IV.7.1 -Calculs du diamètre économique	32
IV.7.2 -Calculs de la vitesse.....	33
IV.7.3 –Calcul des pertes de charges.....	33
IV.7.3.1 –Pertes de charges linéaires (HL)	33
IV.7.3.2 –Pertes de charges singulières (HS)	35
IV.7.3.3 –Pertes de charges totales (HT)	35
IV.8- Calcul hydraulique	35
IV.8.1- Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (Hmt)	35
IV.8.2-Puissance absorbée par la pompe	35
IV.8.3-Energie consommée par la pompe	36
IV.8.4- Frais d'exploitation	36
IV.8.5- Frais d'amortissement	36
IV.8.6- Calcul du bilan.....	37
IV.8.7-Prix unitaire des différents diamètres	37
IV.9- Dimensionnement du tronçon d'adduction.....	37
IV.10-Conclusion	39
V.2- Classification du réseau de distribution.....	40
V.3- Conception d'un réseau de distribution.....	42
V.3.1-Choix du tracé	42
V.3.2- Choix des conduites de distribution.....	43
V.3.3- Choix des matériaux de distribution [3].....	43

V.3.3.1- Les canalisations.....	43
V.3.3.2- Les accessoires en ligne du réseau.....	43
V.4-Description du réseau de distribution.....	44
V.5- Calcul hydraulique du réseau.....	45
V.5.1-Détermination des débits du réseau	45
V.5.1.1-Débit de pointe	45
V.5.1.2-Débit spécifique	45
V.5.1.3-Débit en route.....	46
V.5.1.4-Débit aux nœuds.....	46
V.6- Dimensionnement du réseau	46
V.6.1.-Calcul des débits	46
V.7- Modélisation et simulation du réseau (Apport informatique).....	48
V.7.1-Présentation du logiciel EPANET.....	48
V.7.2-Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET	48
V.7.3-Modélisation du réseau	48
V.7.4-Résultats de la simulation du réseau avec EPANET	48
V.8- Conclusion.....	51

CHAPITRE VI : Phénomène du coup de bélier

VI.1- Introduction	52
VI.2- Cause du coup de bélier	52
VI.3- Conséquences du coup de bélier.....	52
VI.4- Moyens de protection contre le coup de bélier	53
VI.4.1-Volant d'inertie	53
VI.4.2- Soupape de décharge	54
VI.4.3- Les ventouses.....	54
VI.4.4-Cheminée d'équilibre.....	55
VI.4.5- Soupapes d'admission et de purge d'air.....	55
VI.4.6- Réservoir d'air	55
VI.5.1-Calcul de la célérité de l'onde	56
VI.5.1.1-Cas de fermeture brusque	56
VI.5.1.2-Cas de fermeture lente	56
VI.6- Calcul du coup de bélier	57
VI.7- Conclusion	57

CHAPITRE VII : Elaboration d'un système d'information géographique

VII.1-Introduction.....	58
VII.2- Présentation du système d'information géographique.....	58
VII.2.1-Définition du système d'information géographique.....	58
VII.2.2- Les composants d'un SIG	58
VII.2.3- Fonctionnalité d'un SIG.....	59
VII.2.4- Utilité des SIG.....	60
VII.2.5- Elaboration d'un SIG	61
VII.2.6-Création de banque de données urbain	61
VII.2.7-Avantage des SIG	61
VII.2.8. Les principales contraintes de SIG.....	61
VII.3- Présentation du logiciel Mapinfo.....	62
VII.3.1-Définition	62
VII.3.2-Interface de travail.....	62
VII.4-Création du système d'information géographique des réseaux d'adduction et de distribution du village HAGUI.....	62
VII.4.1-Préparation du fond de la carte.....	62
VII.4.2-Création des tables	63
VII.4.3-La vectorisation du réseau AEP sur Mapinfo	64
VII.5. La gestion du réseau d'alimentation en eau potable.....	68
VII.5.1-Requêtes SQL.....	68
VII.5.1.1-Procédure d'utilisation de la sélection SQL	69
VII.5.2-Analyse thématique	70
VII.6-Conclusion	73

Liste des tableaux

Tableau I. 1: Températures mensuelles.....	3
Tableau I. 2: Pluies mensuelles.....	4
Tableau II. 1: Estimation de la population future	7
Tableau II. 2 : Norme de consommation domestique.....	7
Tableau II. 3: Détermination des besoins domestiques	8
Tableau II. 4: Détermination des besoins scolaires	8
Tableau II. 5 : Détermination des besoins sanitaires.....	9
Tableau II. 6: Détermination des besoins socioculturels.....	9
Tableau II. 7: Détermination des besoins commerciaux	9
Tableau II. 8: Détermination des besoins industriels	9
Tableau II. 9: Détermination des besoins des cheptels.....	10
Tableau II. 10: Estimation des besoins des équipements actuels	10
Tableau II. 11: Estimation des besoins des équipements actuels et futurs	10
Tableau II. 12: Consommation moyenne journalière totale	11
Tableau II. 13: Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future	11
Tableau II. 14 : Consommation maximale journalière	12
Tableau II. 15: Consommation minimale journalière	13
Tableau II. 16: Valeurs de β max en fonction du nombre d'habitant.....	13
Tableau II. 17: Valeurs de $K_{\max.h}$ de chaque zone de distribution.....	13
Tableau II. 18: Valeurs de β min en fonction du nombre d'habitant	14
Tableau II. 19: Valeurs de $K_{\min.h}$ de chaque zone de distribution	14
Tableau II. 20: Consommations moyennes, minimales et maximales horaires.....	15
Tableau II. 21: Répartition de la consommation horaire pour le village	15
Tableau III. 1: Dimensionnement du réservoir	26
Tableau III. 2: récapitulatif des réservoirs.....	27
Tableau IV. 1 : Prix unitaires des conduites en PEHD	37
Tableau IV. 2 : Calcul de la Ht.....	38
Tableau IV. 3 : Calcul des Frais d'exploitation	38
Tableau IV. 4 : Calcul des Frais d'amortissement	38
Tableau IV. 5 : Calcul des Frais totaux.....	38
Tableau V. 1 : Détermination des débits aux nœuds	46
Tableau V. 2 : Résultats de la simulation des nœuds.....	49
Tableau V. 3 : : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau	50
Tableau VI. 1 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....	57

Liste des figures et photos

Figure I. 1: Situation géographique de la Wilaya de Bouira (Saunier - Associes).....	2
Figure I. 2: Répartition des Dairas de la Wilaya de Bouira (Saunier - Associes).....	3
Figure II. 1: Représentation graphique de l'évolution de la population	7
Figure III. 1: Réservoir semi enterré cylindrique.....	20
Figure III. 2: Adduction avec chute libre	20
Figure III. 3: Adduction noyée.....	21
Figure III. 4: Départ de conduite de distribution	21
Figure III. 5: Trop-plein et vidange	22
Figure III. 6: By-pass entre refoulement et distribution.....	22
Figure III. 7: Matérialisation d'une réserve d'incendie (système à event).....	23
Figure IV. 1: Adduction gravitaire	29
Figure IV. 2: Adduction par refoulement.	29
Figure IV. 3: Schéma d'adduction	39
Figure V. 1 : exemple d'un schéma de réseau ramifié.....	41
Figure V. 2: Exemple d'un schéma de réseau maillé.....	42
Figure V. 3: Schéma représentatif du réseau de distribution HAGUI	45
Figure V. 4: Schéma du réseau de distribution après simulation	51
Figure VII. 1 : Les composants d'un SIG	58
Figure VII. 2 : Organigramme d'utilisation d'un SIG.....	60
Figure VII. 3 : Interface de travail MapInfo.....	62
Figure VII. 4: Table de la conduite d'adduction	64
Figure VII. 5: Tables des réservoirs	64
Figure VII. 6: Table réservoir	65
Figure VII. 7: Table des conduites.....	66
Figure VII. 8 : Table des nœuds de jonction	67
Figure VII. 9: Information attributaires des composantes du réseaux	68
Figure VII. 10: Exemple d'une requête SQL	69
Figure VII. 11: Résultats d'une requête SQL	70
Figure VII. 12 : Choix de type de légende	71
Figure VII. 13 : Choix de la table et de la variable.....	71
Figure VII. 14: Carte thématique (Visualisation).....	72
Figure VII. 15: Légende de la carte thématique.....	72
Figure VII. 16 : Réseau de distribution après l'analyse thématique.....	73
Photo I. 1: Localisation du forage de la zone d'étude	5

Photo VI. 1 : Soupape de décharge	54
Photo VI. 2 : Ventouse.....	54
Photo VII. 1 : Raster Image du réseau AEP de la localité HAGUI.....	63
Photo VII. 2: Résultat de la vectorisation de la chaine d'adduction.....	64
Photo VII. 3 : Résultat de la vectorisation de la chaine de distribution	65

Liste des symboles

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

n : Nombre d'années séparant l'année de référence de l'horizon voulu.

P_n : Population à l'horizon voulu.

P₀ : Population de l'année actuelle ou de référence.

Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière (m³/j).

D : Dotation moyenne journalière (l/j/hab).

N : Nombre de consommateurs (hab).

Q_{moy j maj} : Débit moyen majoré (m³/j).

K_f : Coefficient de majoration.

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

K_{maxj} : Coefficient d'irrégularité journalière maximum.

Q_{minj} : Débit minimal journalier (m³/j).

K_{minj} : Coefficient d'irrégularité journalière minimal.

α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.

β_{min} : Coefficient dépend du nombre d'habitants.

Q_{moy h} : Débit moyen horaire (m³/h).

K_{max h} : Coefficient d'irrégularité horaire maximum.

K_{min h} : Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

Q_{min h} : Débit minimal horaire.

Q_h : Débit horaire (m³/h).

P% : Pourcentage du régime de consommation horaire.

V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m³).

P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir (%).

R_{+max} : Résidu maximum positif (%).

R_{-max} : Résidu maximum négatif (%).

V_T : Volume totale du réservoir (m³).

V_{incendie} : Volume de la réserve d'incendie (mt).

D : Diamètre du réservoir (m).

V : Volume du réservoir.

H : Hauteur de l'eau dans le réservoir.

H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m).

V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie pris à (120 mt).

V_R : Volume de régulation du réservoir.

Q : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s).

HL : Pertes de charge linéaires (m).

J : Pertes de charge unitaires (m/ml).

L : Longueur de la conduite (m).

SIG : Système d'information géographique

SQL : Structured Query Language

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'eau constitue un élément essentiel dans la vie et l'activité humaine. C'est une composante majeure des mondes minéraux et organiques. A cet effet, l'eau participe à toutes les activités quotidiennes, domestiques, industrielles et agricoles.

Aujourd'hui, certaines personnes n'ont pas accès à l'eau potable et des facteurs tels que la croissance démographique, sécheresse et la pollution créent des risques de pénurie.

L'Algérie souffre d'un manque d'eau, créant des aléas climatiques persistants, une forte croissance de la population dans les grands centres urbains a largement contribué à l'actuelle carence des ressources en eau causant des changements dans les besoins les plus élémentaires du pays.

C'est pourquoi des recherches ont été menées pour trouver une meilleure adéquation entre la demande en eau exprimée et les ressources naturelles existantes.

Dans ce contexte, le sujet du présent mémoire de fin d'études est l'étude d'alimentation en eau potable du village HAGUI, et élaboration d'un système d'information géographique (S.I.G), qui permettra de prendre en charge le réseau dans son intégrité.

Pour atteindre nos objectifs, notre orientation s'articulera autour des tâches suivantes :

- En premier lieu, nous commencerons notre présentation de la zone d'étude, dont le but de décrire les différentes situations : géographique, climatique, topographique, hydraulique et démographique ;
- Dans le deuxième chapitre, nous allons estimer la population et les besoins en eau et aux variations du débit pour la population future (à long terme) ;
- Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement du réservoir de stockage en tenant compte la capacité du réservoir existant ;
- Dans le chapitre quatre, nous allons procéder au dimensionnement de la conduite d'adduction par la combinaison de l'étude technico-économique ;
- Dans le cinquième chapitre, nous poursuivrons le travail par le dimensionnement du réseau de distribution en exploitant le logiciel EPANET.
- Le sixième chapitre portera sur la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier ;
- Un septième chapitre sera consacré à l'élaboration d'un système d'information géographique (SIG) du réseau d'alimentation en eau potable de la zone d'étude.

On terminera par une conclusion générale.

CHAPITRE I
PRESENTATION DU SITE

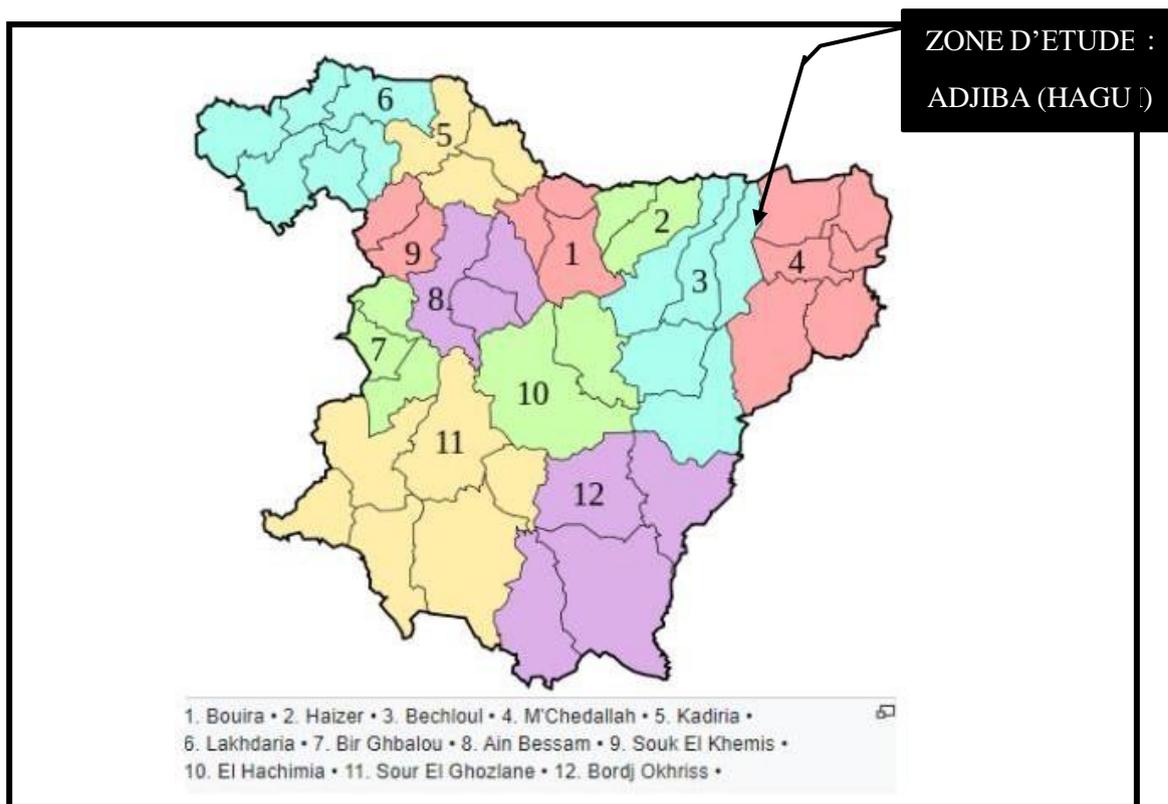


Figure I. 2: Répartition des Dairas de la Wilaya de Bouira (Site internet : Saunier - Associes)

La partie concernée par l'étude représente Le village de HAGUI, elle est limitée :

- Au Nord par le village de Semmache ;
- Au Sud par la route nationale N°05 ;
- A l'Est par la daira de Mchedallah ;
- A l'Ouest par le village de Crête Rouge.

I.2.2- Situation climatique

Le climat de la région est méditerranéen :

- Les étés sont chauds et secs.
- Les hivers sont longs, frisquet et partiellement nuageux.

I.2.2.1- Température

Les températures mensuelles de l'année (2021) sont représentées dans le tableau I.1 [1]

Tableau I. 1: Températures mensuelles

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
T _{min} (°C)	1	2	4	6	10	15	19	19	15	10	6	2
T _{max} (°C)	10	11	14	18	23	29	34	33	27	21	15	11
T _{moy} (°C)	5	6	9	12	17	22	26	25	20	15	10	6

I.2.2.2- Précipitation

Les pluies mensuelles de l'année (2021) sont représentées dans le tableau I.2[1]

Tableau I. 2: Pluies mensuelles

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Précipitation(mm)	38	34	35	49	41	21	17	21	35	32	35	42

I.2.2.3- Vent

La vitesse horaire moyenne du vent à ADJIBA connaît une variation saisonnière *modérée* au cours de l'année (2021) :[1]

- La période la plus venteuse de l'année dure 6 mois, d'**octobre** au **mai**, avec des vitesses de vent moyennes supérieures à **11,5 kilomètres par heure**.
- Le mois le plus venteux de l'année à ADJIBA est **décembre**, avec une vitesse horaire moyenne du vent de **12,6 kilomètres par heure**.
- Le mois le plus calme de l'année à ADJIBA est **août**, avec une vitesse horaire moyenne du vent de **10,5 kilomètres par heure**.

I.2.3- Situation topographique

La topographie joue un rôle très important dans la conception d'un projet d'Alimentation en eau potable, Le village de HAGUI a une géologie de terrain très simple avec des altitudes variant entre **333m** et **388 m**.

I.2.4- Situation hydraulique**I.2.4.1- Ressources en eau**

La source d'approvisionnement en eau dont disposent le village étudié est un forage. Il alimente le réservoir de HAGUI par une conduite en PEHD DN 125 mm sur un linéaire environ de 2440 ML par une chaîne de refoulement, il est réalisé en 2007 et situé au sud-ouest du village.[2]

-L'emplacement du forage est décrit dans la photo I.1



Photo I. 1: Localisation du forage de la zone d'étude

I.2.4.2- Ouvrages de stockage

Le village de HAGUI dispose d'un seul réservoir situé à **600m** au nord du CW 98 avec une capacité de **300m³**.**[2]**

I.2.5- Situation démographique

D'après les services d'APC de la commune d'ADJIBA, ainsi que le dernier RGPH (Le *Recensement Général de la Population et de l'Habitat*) de l'année 2021, le nombre d'habitant du village HAGUI en 2022 est de **2258 habitants**.**[1]**

I.2.6- Equipements et infrastructures

Les seuls édifices publics existants dans cette zone sont : une école primaire , un centre de santé, une mosquée ,une huilerie et une alimentation générale.

Donc, le village HAGUI se résume en une zone typiquement rurale . L'activité principale des citoyens est l'agriculture et de l'élevage (cheptel et volaille).**[1]**

I.3-Conclusion

Dans ce chapitre, on est arrivé à représenter la commune d'ADJIBA, en particulier le village HAGUI, et ses différentes situations géologique, climatique, hydraulique, démographique.

Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail d'étude d'alimentation en eau potable de ce village.

CHAPITRE II
ESTIMATION DES BESOINS

II.1-Introduction

Notre étude a pour objectif l'alimentation en eau potable du village HAGUI, Une bonne conception d'un projet à besoin d'une estimation convenable des différents besoins en eau de ce dernier.

Dans cette étude, nous ferons le dimensionnement d'un réseau qui supportera les besoins d'une agglomération à l'horizon de 30 ans.

II.2-Estimation des besoins en eau

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité du consommateur.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

- Selon le RGPH le nombre d'habitants de la commune d'ADJIBA était de **18486** Habitants en 2008.
- Le taux d'accroissement national varie de 2,2 à 2,8 % (milieu rural), d'après l'APC de ADJIBA ce taux est de **2,8%**.
- La population de la zone d'étude HAGUI est de **2258habitants** en 2022.
- L'horizon prévu par cette étude est l'année 2052 (dans 30 ans).[1]

II.2.1- Estimation de la population future

L'évaluation des besoins en eau aux différents horizons, sera faite sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés qui est la suivante :

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

- **P_n**: population située à l'horizon prévu (2052) ;
- **P₀**: population de base ou de l'année de référence (2021) ;
- **n**: nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence ; 30 ans.
- **T** : le taux d'accroissement annuel de la population en (%) dépend de plusieurs facteurs :
 - Du niveau de vie de la population ;
 - Du développement socio-culturel ;

L'estimation de la population à l'horizon d'étude est mentionnée dans le tableau II.1 suivant :

Tableau II. 1: Estimation de la population future

Village	Nombre d'habitant en 2022	Taux de croisement %	Nombre d'habitant en 2052
Hagui	2258	2.8	5170

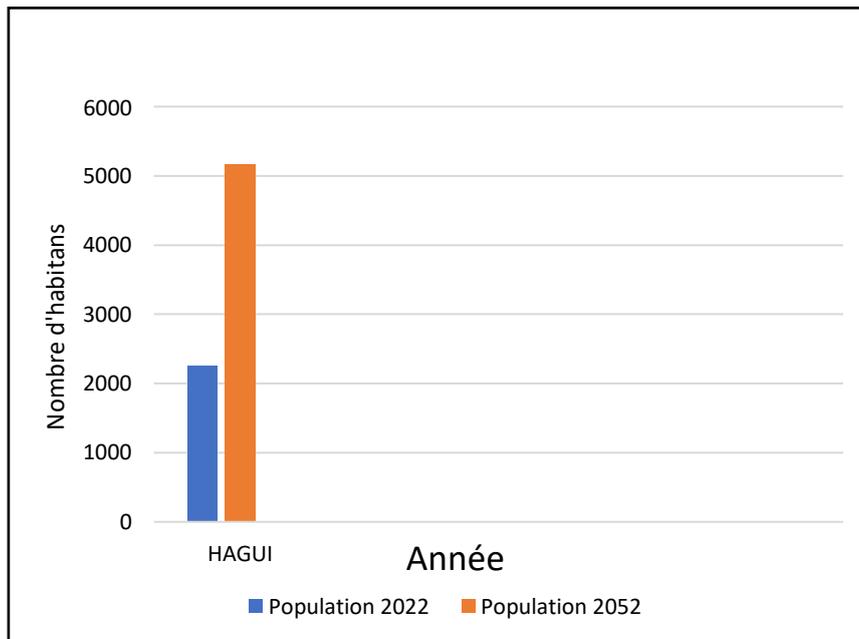


Figure II. 1: Représentation graphique de l'évolution de la population

II.2.2-Estimation des besoins domestiques

Cette estimation utilisée par la population pour plusieurs usages comme la lessive, la cuisine, l'hygiène, ... etc. Ils sont estimés selon la population et avec une dotation unitaire qui dépend généralement du niveau de vie de cette agglomération.[3]

II.2.2.1-Dotation

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité que doit utiliser l'être humain pour satisfaire ses différents besoins. Elle se caractérise par une unité de consommation par jour par habitants, elle est représentée dans le tableau II.2 [4]

Tableau II. 2 : Norme de consommation domestique

Nombre d'habitant	Norme de consommation(l/j/hab)
5000 à 20000	150 à 200
20000 à 100000	200 à 300
Supérieur à 100 000	300 à 400

-Dans une agglomération rurale, la consommation est de 125 l/j/hab(150 l/j/hab dans une région où on a de l'élevage, jardin et d'autres activités agricoles ; cas du village HAGUI).

II.2.3- Consommation moyenne journalière

Le dimensionnement du réseau projeté est estimé sur la base de la consommation en eau actuelle et future et elle est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

-Cette consommation est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{D \times N}{1000} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- Q_{moyj} : consommation moyenne journalière en (m³/j).
- D : Dotation moyenne journalière (l/j/hab).
- N : Nombre de consommateurs.

II.2.3.1- Consommation moyenne journalière de la population :

Les besoins en eau sont donnés dans le tableau II.3:

Tableau II. 3: Détermination des besoins domestiques

Zone	Population actuelle (2022)	Population future (2052)	Dotation (l/j/hab)	Besoin actuel (m ³ /j)	Besoin future (m ³ /j)
Hagui	2258	5170	150	338.7	775.5

II.2.3.2- Consommation moyenne journalières pour les différents besoins

Les besoins en eau des équipements actuels du village HAGUI sont illustrés dans les tableaux suivants :

II.2.3.2.1- Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont illustrés dans le tableau II.4

Tableau II. 4: Détermination des besoins scolaires

Zone	Etablissement	Effectif	Dotation (l/j/élève)	Besoin en eau (m ³ /j)
Hagui	Ecole primaire	123	15	1.84

II.2.3.2.2- Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires sont illustrés dans le tableau II.5

Tableau II. 5 : Détermination des besoins sanitaires

Zone	Etablissement	Effectif	Dotation (l/j/lit)	Besoin en eau (m³/j)
Hagui	Centre de santé	5	20	0.1

II.2.3.2.3- Besoins socio-culturels

Les besoins socio-culturels sont illustrés dans le tableau II.6

Tableau II. 6: Détermination des besoins socioculturels

Zone	Etablissement	Effectif	Dotation (l/j/usagers)	Besoin en eau (m³/j)
Hagui	Mosquée	400	15	6

II.2.3.2.4- Besoins commerciaux

Les besoins commerciaux sont illustrés dans le tableau II.7

Tableau II. 7: Détermination des besoins commerciaux

Zone	Etablissement	Effectif	Dotation (l/j/eff)	Besoin en eau (m³/j)
Hagui	Alimentations	6	40	0.24

II.2.3.2.5- Besoins industriels

Les besoins industriels sont illustrés dans le tableau II.8

Tableau II. 8: Détermination des besoins industriels

Zone	Etablissement	Effectif	Dotation (l/j)	Besoin en eau (m³/j)
Hagui	Huilerie	U	1500	1.5

II.2.3.2.6- Besoins des cheptels

L'activité agricole est très marquante dans la région, les besoins du cheptel sont illustrés dans le tableau II.9

Tableau II. 9: Détermination des besoins des cheptels

Zone	Cheptels	Nombre	Dotation (l/j/tête)	Besoin en eau (m ³ /j)
Hagui	Bovins	170	50	8.5
	Ovins	110	10	1.1
	Volaille	150	1	0.15
	Total			9.75

II.2.3.2.7- Besoins des équipements actuels

Les besoins des équipements actuels sont illustrés dans le tableau II.10

Tableau II. 10: Estimation des besoins des équipements actuels

Type de Besoin / Localité	Scolaire	Sanitaire	Socioculturels	Commerciaux	Industriels	Cheptels	Totale
Hagui	1.84	0.1	6	0.24	1.5	9.75	19.43

- L'évaluation des besoins en eau des équipements futures sont effectives en utilisant la relation de rapport avec ceux existant et ce fait de données relatives à leur évolution.

$$\frac{Q_{f.dom}}{Q_{a.dom}} = \frac{Q_{f.eq}}{Q_{a.eq}} \tag{II.3}$$

Où :

Q_{f.dom} et **Q_{a.dom}**: Respectivement, consommation domestique Future et actuelle.

Q_{f.eq} et **Q_{a.eq}**: Respectivement, consommation Equipement Future et actuelle.

D'où :

Les besoins des équipements à différents horizons sont dans le tableau II.11 :

Tableau II. 11: Estimation des besoins des équipements actuels et futurs

Zone	Besoin d'équipement actuel 2022 (m ³ /j)	Besoin d'équipement futur 2052 (m ³ /j)
Hagui	19.43	44.48

II.2.3.3- Consommation moyenne journalière totale :

La consommation moyenne journalière est la somme de différentes consommations de l'agglomération.

Tableau II. 12: Consommation moyenne journalière totale

Zone	Q _{moy.j} (m ³ /j)			
	Besoins domestiques actuels (2022)	Besoins d'équipement actuels (2022)	Besoins domestiques futurs (2052)	Besoin d'équipement futurs (2052)
Hagui	338.7	19.43	775.5	44.48
Total	358.13		819.98	

II.2.3.4- Majoration de la consommation moyenne journalière :

Dans une distribution, il faut prévoir toujours une majoration de 20 à 30% de la consommation moyenne journalière, et cela pour combler les fuites qui sont dues essentiellement :

- Type de conduite ;
- Nature de terrain ;
- Qualité de réalisation ;
- Entretien, etc.

La majoration de la consommation moyenne journalière peut être exprimée par la formule :

$$Q_{moy j maj} = K_f \times Q_{moyj} \tag{II.4}$$

Avec :

- **Q_{moy j maj}**: Débit moyen majoré (m³/j) ;
- **K_f**: Coefficient de majoration (K f = 1.2) ;
- **Q_{moyj}**: Débit moyen journalier (m³/j)

Le débit majoré journalier pour divers horizons est indiqué dans le tableau II.13

Tableau II. 13: Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future

Zone	Besoins actuels 2022 (m ³ /j)	Besoins actuels 2022 majorés (m ³ /j)	Besoins futurs 2052 (m ³ /j)	Besoins futurs 2052 majorés (m ³ /j)
Hagui	358.13	429.75	819.98	983.9

- A l'horizon 2052, la consommation moyenne journalière de la ville s'élèvera à 983.9m³/j soit un débit de 11.39 l/s.

II.2.5- Etude des variations de la consommation

II.2.5.1-Etude de la variation journalière

Pendant l'année, La consommation d'eau quotidienne n'est pas constante, mais varie en présentant des maximums et des minimums, une journée où la consommation est élevée (débit maximal ou de pointe), ainsi qu'une journée où la consommation est faible (débit minimale), cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularités K_{maxj} et K_{minj} .

II.2.5.1.1-Consommation maximale journalière (Q_{maxj})

C'est le débit du jour de plus grande consommation dans une année. Nous le calculons pour le dimensionnement du réseau de distribution, l'adduction, et le réservoir.

Il est donné comme suit :

$$Q_{maxj} = K_{maxj} \times Q_{moyj} \quad (II.5)$$

Avec :

- Q_{maxj} : Débit maximum journalier (m³/j) ;
- Q_{moyj} : Débit moyen journalier (m³/j) ;
- K_{maxj} : Coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1.1 et 1.3. Il est pris égal à 1.2 dans notre cas.

En récapitulation, les besoins maximaux journaliers sont représentés dans le tableau II.14

Tableau II. 14 : Consommation maximale journalière

Zone	Besoin majoré (m ³ /j)		K_{maxj}	Débit maximum journalier (m ³ /j)	
	2022	2052		2022	2052
Hagui	429.75	983.9	1.2	515.7	1180.6

II.2.5.1.2-Consommation minimale journalière (Q_{minj})

C'est le débit du jour de faible consommation en eau dans une année. Il permet de voir le comportement du réseau en cas de surpression.

Ce débit se calcule avec la formule suivante :

$$Q_{minj} = K_{minj} \times Q_{moyj} \quad (II.6)$$

Avec :

- Q_{minj} : Débit minimal journalier (m³/j) ;
- Q_{moyj} : Débit moyen journalier (m³/j) ;
- K_{minj} : Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9. Il est pris égal à 0.8 dans notre cas.

En récapitulation, les besoins minimaux journaliers sont représentés dans le tableau II.15

Tableau II. 15: Consommation minimale journalière

Zone	Besoin majoré (m ³ /j)		K _{minj}	Débit minimum journalier (m ³ /j)	
	2022	2052		2022	2052
Hagui	429.75	983.9	0.8	343.8	787.12

II.2.6-Variation de la consommation horaire

En fonction des jours, des semaines et des mois, la consommation en eau potable n'est pas constante, et sa variation présente des maximums et des minimums. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum K_{max,j} et minimum K_{min,j}.

II.2.6.1-Coefficients d'irrégularités horaires

a. Coefficient d'irrégularité horaire maximum :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire durant la journée, il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{max h} = \alpha_{max} \times Q_{max} \tag{II.7}$$

Avec :

- **α_{max}** : Coefficient varie entre 1.2 et 1.3, qui tiennent compte du niveau de vie de la population et du confort, dans notre cas on prend α max = 1.3
- **β_{max}** : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau II.16 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants :

Tableau II. 16: Valeurs de β max en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β _{max}	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10	1,03

Les valeurs de K_{max,h} de chaque zone de distribution sont présentées dans le tableau II.17

Tableau II. 17: Valeurs de K_{max,h} de chaque zone de distribution

Zone	Nombres d'habitants	α _{max}	Q _{max}	K _{max h}
Hagui	5170	1,3	1,441	1,873

b. Coefficient d'irrégularité horaire minimum :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation.

$$K_{min h} = \alpha_{min} \times Q_{min} \tag{II.8}$$

Avec :

- **α_{min}** : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie de 0.4 à 0.6. Pour notre cas on prend α min = 0.5
- **β_{min}** : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau II.18 donne sa variation en fonction du nombre d’habitants.

Tableau II. 18: Valeurs de β_{min} en fonction du nombre d’habitant

Nombre d’habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{min}	0,10	0,10	0,10	0,20	0,25	0,40	0,50	0,60	0,70	0,83

Les valeurs de $K_{min.h}$ de chaque zone de distribution sont présentées dans le tableau II.19

Tableau II. 19: Valeurs de $K_{min.h}$ de chaque zone de distribution

Zone	Nombres d’habitants	a_{min}	Q_{min}	$K_{min h}$
Hagui	5170	0,5	0,220	0,11

II.2.7-Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est utile pour le dimensionnement des prises d’eaux et des stations de traitements, il est donné par la relation suivante

$$Q_{moy h} = Q_{max j}/24 \tag{II.9}$$

Avec :

- $Q_{moy h}$: Débit moyen horaire (m³/h) ;
- $Q_{max j}$: Débit maximal journalier (m³/j).

II.2.7.1-Débit maximal horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max h} = Q_{moy h} \times K_{max h} \tag{II.10}$$

Avec :

- $Q_{moy h}$: Débit moyen horaire (m³/h) ;
- $K_{max h}$: Coefficient d’irrégularité horaire maximum.

II.2.7.2-Débit minimal horaire :

Ce débit à une importance sur la détermination de l’épaisseur de la canalisation, et sur la détermination des fuites, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{min h} = Q_{moy h} \times K_{min h} \tag{II.11}$$

Avec :

- $Q_{moy h}$: Débit moyen horaire en (m³/h) ;
- $K_{min h}$: Coefficient d’irrégularité minimal horaire.

Les consommations moyennes, minimales et maximales horaires sont représentées dans le tableau II.20

Tableau II. 20: Consommations moyennes, minimales et maximales horaires

Zone	Année	Q _{moy h} (m ³ /h)	α _{max}	β _{max}	K _{max h}	Q _{max h} (m ³ /h)	α _{min}	β _{min}	K _{min h}	Q _{min h} (m ³ /h)
Hagui	2052	49,19	1,3	1,441	1,873	92,13	0,5	0,220	0,11	5,41

II.2.8-Consommation en eau par tranche pour l’horizon 2052

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_h = P_{\%} \times Q_{maxj} \text{ (II.12)}$$

Avec :

- P% : Pourcentage du régime de consommation horaire ;
- Q_{max j} : Débit max journalier (m³/j) ;
- Q_h : Débit horaire (m³/h).

Tableau II. 21: Répartition de la consommation horaire pour le village...

Hagui		
Heures	Consommation totale Q _{maxj} = 1180.6 m ³ /j	
	Coefficient de consommation (%)	Consommation (m ³ /h)
0-1	0.85	10.03
1-2	0.85	10.03
2-3	0.85	10.03
3-4	1	11.80
4-5	2.7	31.87
5-6	4.7	55.48
6-7	5.35	63.16
7-8	5.85	69.06

Tableau II.21: Répartition de la consommation horaire pour le village (suite et fin)

Heures	Coefficient de consommation (%)	Consommation (m ³ /h)
8-9	4.5	53.12
9-10	4.2	49.58
10-11	5.5	64.93
11-12	7.5	88.54
12-13	7.9	93.26
13-14	6.35	74.96
14-15	5.2	61.39
15-16	4.8	56.66
16-17	4	47.22
17-18	4.5	53.12
18-19	6.2	73.19
19-20	5.7	67.29
20-21	5.5	64.93
21-22	3	35.41
22-23	2	23.61
23-24	1	11.80
TOTAL	100	1180.6

Le débit max horaires de notre village est de **93.26m³/h** de 12h de matin à 13h.

II.3-Conclusion

Dans ce chapitre nous avons estimé les différents besoins du village de HAGUI. Il s'est avéré que lorsque nous intégrons toutes les catégories de consommation, On trouve que le total des besoins en eau à l'horizon 2052 est évalué à **1180.8m³/J** soit **13.44 l/s**.

CHAPITRE III
RESERVOIR DE STOCKAGE

III.1-Introduction

Le réservoir est un ouvrage très important dans un système d'eau potable, La plupart des installations d'adduction et de distribution d'eau comporte des réservoirs, dans ce chapitre nous allons vérifier la capacité de nos réservoirs existants à l'horizon 2052, cette capacité de stockage va nous indiquer s'il faut installer d'autres réservoirs de stockage.

III.2-Rôles du réservoir

Les réservoirs d'eau potable présentent plusieurs avantages tels que :[5]

III.2.1- ROLE DE REGULATEUR ET ACCUMULATEUR

Dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égale au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé, il permet aussi d'emmagasiner l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage et assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.

III.2.2-AUGMENTATION DES PRESIONS

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir permettant de réduire les dépenses d'énergie.

III.2.3-UTILITE POUR BRISER LA CHARGE

Si le terrain présente un relief très accidenté en un certain point du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles.

III.2.4-STOCKAGE DE LA RESERVE D'INCENDIE

On peut avoir deux cas :

- Un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie.
- La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

III.3. Classification des réservoirs

Ils sont classés selon : [6]

III.3.1-Leur position par rapport au sol

On distingue :

- Réservoirs enterrés, réservoirs semi enterrés et les réservoirs sur le sol ;
- Réservoirs surélevés : la cuve du réservoir étant disposée sur une tour ;
- Réservoir avec station de surpression associée : l'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression ;
- Réservoir sous pression : un dispositif de compresseur d'air maintient au-dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique.

III.3.2-Leur forme

On distingue :

- Réservoirs séculaires ;
- Réservoirs carrés, rectangulaires ;
- Réservoirs quelconques

III.3.3-Leur mode de fermeture

On distingue :

- Réservoirs couverts ;
- Réservoirs non couverts.

III.3.4-Matériaux de construction

Ils peuvent être :

- Métalliques ;
- En maçonnerie ;
- En béton armé ;
- Ou précontrainte.

III.3.5- Selon l'usage

On distingue :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- Réservoir de traitement.

-Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- Facteurs économiques ;
- Sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- Possibilités d'adaptation au réseau ;
- Possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

III.4- Equipement du réservoir

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé : [7]

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- D'une conduite de départ ou de distribution ;
- D'une conduite de vidange ;
- D'une conduite de trop-plein ;
- Du système de matérialisation d'incendie ;
- D'une conduite by-pass Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre.

Le traversé des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double brides.

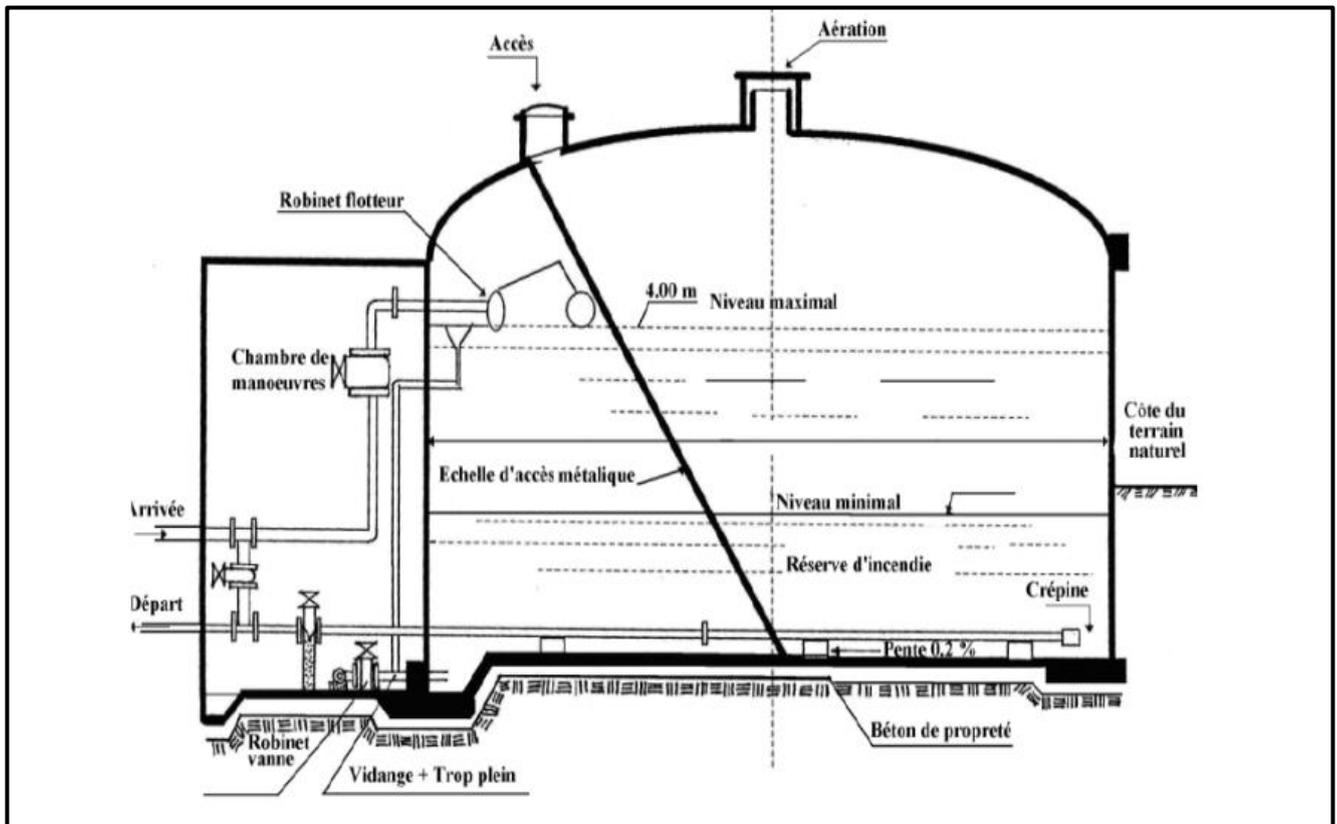


Figure III. 1: Réservoir semi enterré cylindrique

III.4.1-Conduite d'arrivé ou d'adduction

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en Siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée de l'eau permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et écoulements par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable.

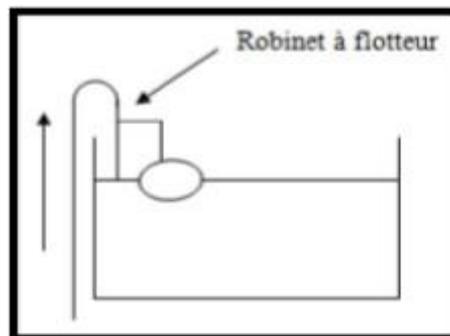


Figure III. 2: Adduction avec chute libre

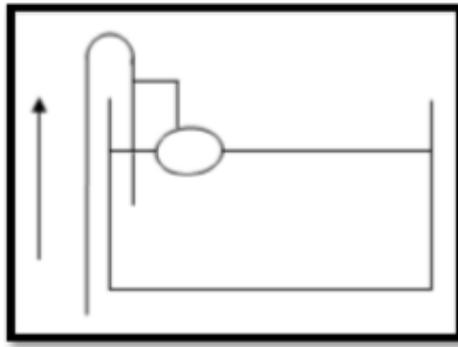


Figure III. 3: Adduction noyée

III.4.2- Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

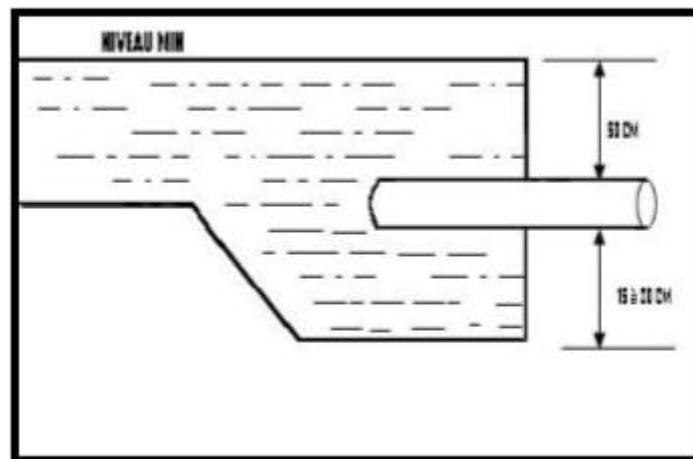


Figure III. 4: Départ de conduite de distribution

III.4.3- Conduite de trop-plein

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

III.4.4- Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du Réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

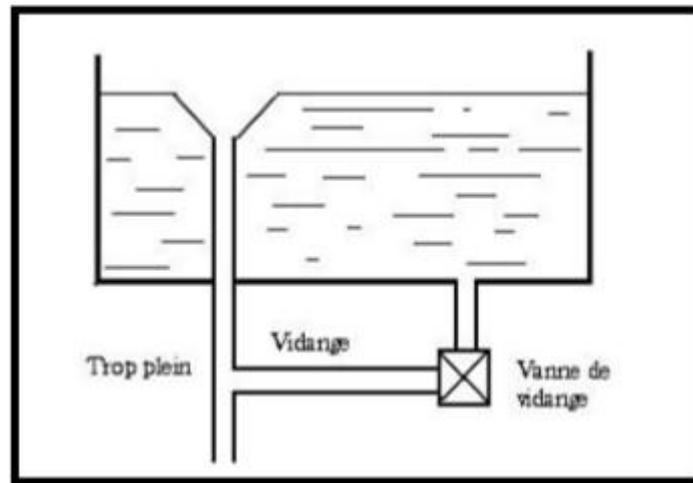


Figure III. 5: Trop-plein et vidange

III.4.5-Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivé et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge.

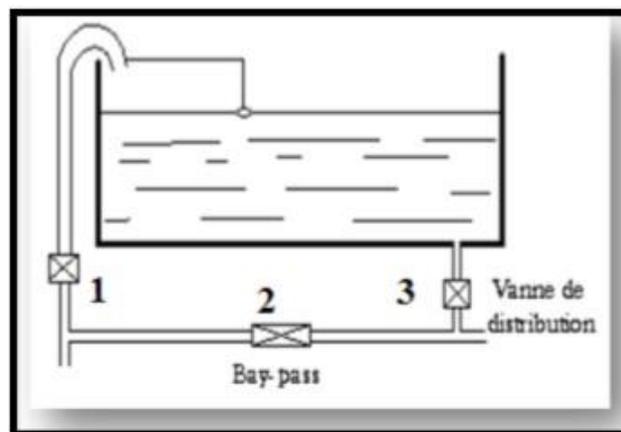


Figure III. 6: By-pass entre refoulement et distribution

III.4.6-Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver la réserve destinée à la lutte contre les incendies, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, il faut interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, on distingue deux types de disposition :

- Système à deux prises en temps normal, (1) est fermée et (2) ouvert, en cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (1), mais il existe ainsi une tranche d'eau morte, ce qu'il faut éviter.
- Système à siphon le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorçe quand le niveau de la réserve est atteint : en service normal, (1) est ouvert et (2) fermé. Si le niveau dans le réservoir devait descendre en N, le siphon se désamorçerait grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (2).

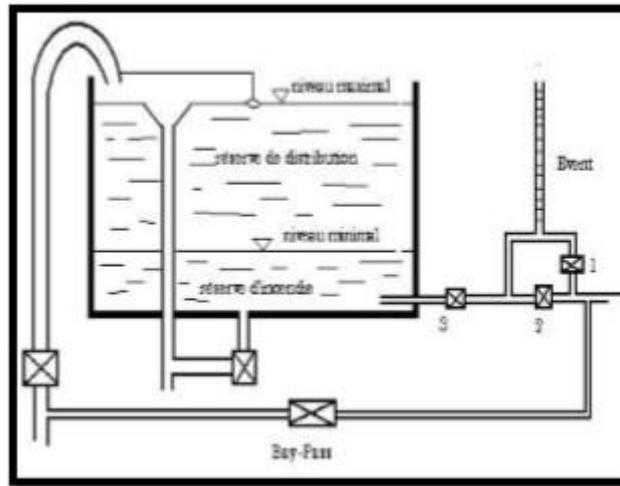


Figure III. 7: Matérialisation d'une réserve d'incendie (système à event)

III.5-Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir est souvent un problème difficile à résoudre, pour que le réseau fonctionne bien, il faut bien choisir l'emplacement du réservoir pour assurer aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe. [3]

Il faut tenir compte des points suivants :

- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute côte piézométrique exigée sur le réseau pour effectuer une alimentation gravitaire de réseau de distribution ;
- Pour des raisons économiques, il est préférable que le remplissage se fait gravitairement, ce qui implique qu'on puisse le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau ;
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à la proximité du centre important de consommation ;
- Il faut évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute côte piézométrique à desservir pour avoir en première approximation l'altitude du radier ;
 - Il faut tenir compte de la topographie et la géologie des lieux ;
- Il ne faut pas oublier les extensions futures de l'agglomération.

III.6-Choix du type de réservoir :

Il est préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi-enterré car ces deux types de réservoirs représentent par rapport au réservoir sur tour les avantages suivants [3] :

- Économie sur les frais de construction.
- Étude architecturale très simplifiée.
- Étanchéité plus facile à réaliser.
- Conservation de l'eau à une température constante.

III.7- La Capacité du réservoir

La capacité de réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération.

Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes : [3]

- Méthode Analytique ;
- Méthode graphique.

III.7.1-Méthode graphique

Pour estimer la capacité d'un réservoir par la méthode graphique, il est exigé de connaître la courbe de consommation totale (intégrale) et la courbe d'apport. Pour tracer la courbe d'apport, il faut connaître le temps de fonctionnement de la pompe. En fixant la durée de fonctionnement des pompes au bout de ce temps les pompes doivent refouler 100% du débit maximum journalier.

III.7.2-Méthode analytique

Le volume maximal de stockage du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_{max} = P_{max} (\%) \times \frac{Q_{maxj}}{100} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

- V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3) ;
- P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir (%) ;
- Q_{maxj} : Débit maximum journalier (m^3/j).

➤ Détermination de la valeur de P :

- Nous avons déjà les valeurs du coefficient de variation horaire K_{max} de notre zone.(Chapitre II)
- Le tableau de distribution du débit journalière nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24h.
- Ensuite on répartit, le débit de pompage qui se fait sur 20 heures tout au long de la journée.
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée (P_{max}) fera le pourcentage du volume stockage.

Tel que :

$$P_{max} = |R^+_{max}| + |R^-_{max}| \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- R^+_{max} : Résidu maximum positif (%) ;
- R^-_{max} : Résidu maximum négatif (%) .

III.8- Volume total du réservoir

Il est déterminé par la formule suivante :

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{incendie}} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- V_T : Volume totale du réservoir (m³) ;
- V_{incendie} : Volume de la réserve d'incendie (m³).

➤ *Calcul du diamètre :*

Après avoir déterminé la capacité des réservoirs, on calcule leurs dimensions à l'aide de la formule suivante :

$$D = \left(\frac{4 \times v}{\pi \times H} \right)^{1/2} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- D : Diamètre du réservoir (m) ;
- V : Volume du réservoir ;
- H : Hauteur de l'eau dans le réservoir.

➤ *Calcul de la hauteur d'incendie :*

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{inc}} = \left(\frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times D} \right)^{1/2} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m) ;
- V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie pris à 120 m³.

III.9- Dimensionnement du réservoir**III.9.1-Capacité du réservoir**

Ce réservoir assure une distribution vers la localité HAGUI dotée de 5170 habitants,

$K_{\max,h}=1,87$, avec une consommation de 1180.6 m³/j.

Tableau III. 1: Dimensionnement du réservoir

Heures	Apports		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	5	59.03	0.85	49.19	4.15		4.15
1-2	5	59.03	0.85	49.19	4.15		8.3
2-3	5	59.03	0.85	49.19	4.15		12.45
3-4	5	59.03	1	49.19	4		16.45
4-5	5	59.03	2.7	49.19	2.3		18.75
5-6	5	59.03	4.7	49.19	0.3		19.05
6-7	5	59.03	5.35	49.19		-0.35	18.7
7-8	5	59.03	5.85	49.19		-0.85	17.85
8-9	5	59.03	4.5	49.19	0.5		18.35
9-10	5	59.03	4.2	49.19	0.8		19.15
10-11	5	59.03	5.5	49.19		-0.5	18.65
11-12	5	59.03	7.5	49.19		-2.5	16.15
12-13	5	59.03	7.9	49.19		-2.9	13.25
13-14	5	59.03	6.35	49.19		-1.35	11.9
14-15	5	59.03	5.2	49.19		-0.2	11.7
15-16	5	59.03	4.8	49.19	0.2		11.9
16-17	5	59.03	4	49.19	1		12.9
17-18	5	59.03	4.5	49.19	0.5		13.4
18-19	0	0	6.2	49.19		-6.2	7.2
19-20	0	0	5.7	49.19		-5.7	1.5
20-21	0	0	5.5	49.19		-5.5	-4
21-22	0	0	3	49.19		-3	-7
22-23	5	59.03	2	49.19	3		-4
23-24	5	59.03	1	49.19	4		0
TOTAL	100	1180.6	100	1180.6	29.05	29.05	

$$P_{\max} \% = |19.15| + |-7| = 26.15\%$$

$$\text{Le volume de régulation du réservoir : } V_R = 26.15 \times \frac{1180.6}{100} = 308.72 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 308.72 + 120 = 428.72 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir est de 450 m³.

Donc le réservoir existant de 300 m³ ne suffit pas, on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de 150 m³.

➤ *Calcul du diamètre du réservoir à projeter*

$$D = \frac{(4 \times V)^{1/2}}{\pi \times H}$$

$$D = \left(\frac{4 \times 150}{3.14 \times 4} \right)^{1/2}$$

$$D = 6.91 \text{ m} = 7 \text{ m}$$

Avec :

- **H** : Hauteur du réservoir = 4 m.
- **D** : Diamètre du réservoir.

➤ *Calcul de la hauteur d'incendie dans le réservoir*

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{V_{tot}} \times H$$

Avec :

- **H_{inc}** : hauteur incendie ;
- **V_{inc}** : volume incendie (V_{inc}=120 m³) ;
- **V_{tot}** : volume totale du réservoir projeté.

$$H_{inc} = \frac{120}{428.72} \times 4$$

$$H_{inc} = 1.12 \text{ m}$$

-La hauteur incendie sera : H_{inc} = 1.12m.

Tableau III. 2: récapitulatif des réservoirs

Réservoir	Capacité totale (m3)	Volume de réservoir existant	Capacité du réservoir projeté (m3)	Diamètre (m)	Hauteur d'incendie (m)
Réservoir localité Hagui	450	300	150	7	1.12

III.3-Conclusion

Dans ce chapitre on a pu déterminer la capacité de stockage de notre réservoir à l'horizon 2052, qui est égale de 428.72 m^3 . On prend le volume normalisé de 450m^3 .

Alors on trouve un déficit de 150 m^3 , et pour stocker ce déficit, on optera pour la solution suivante :

- Jumeler un réservoir de 150 m^3 de volume avec le réservoir existant pour alimenter la localité HAGUI.

CHAPITRE IV
ADDUCTION

IV.1-Introduction

Dans ce chapitre, on va s'intéresser au réseau d'adduction. L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source (forage, barrage, ressource naturelle) à son lieu de consommation.

IV.2-Type d'adduction

On trouve de différents systèmes d'adduction :

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

IV.2.1- Adduction gravitaire

Où l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravitation sans pression.

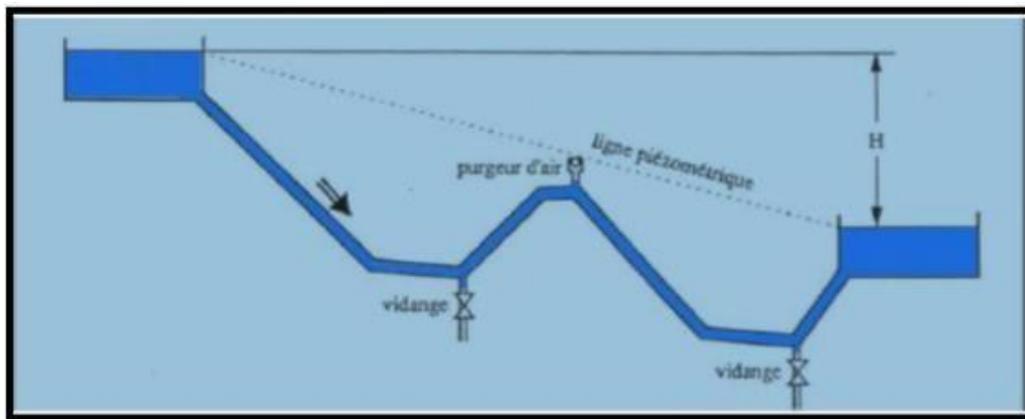


Figure IV. 1: Adduction gravitaire [3]

IV.2.2- Adduction par refoulement

Où l'altitude de la source est inférieure de celui du réservoir d'accueil, alors la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage.

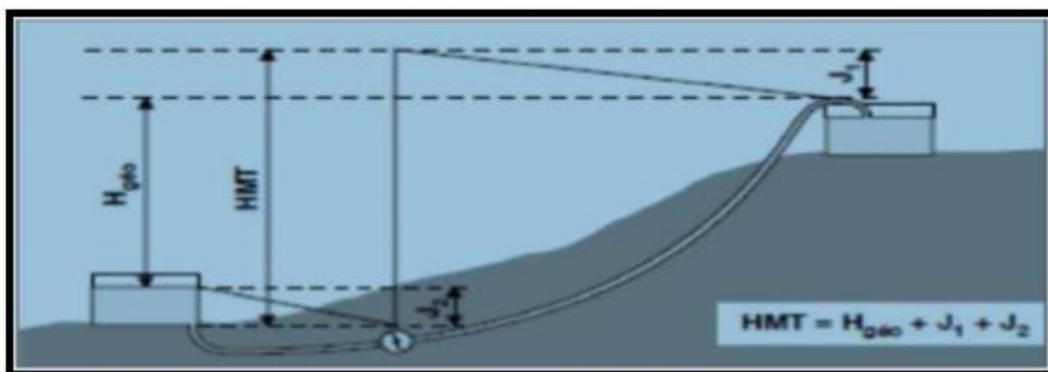


Figure IV. 2: Adduction par refoulement. [3]

IV.2.3- Adduction mixte

Où la conduite gravitaire se transforme en conduite par refoulement ou L'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. [3]

IV.3- Choix du tracé

Le tracé de la conduite est choisi selon certains facteurs d'ordre techniques et économiques, il exige les conditions suivantes : [8]

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car le cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide.
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Les contres pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter.
- En profil la conduite sera enterrée pour assurer sa protection contre le gel et les températures élevées.
- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours empreint ne suivra pas facilement les accotements de la route.
- On préfère souvent de le concevoir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation c'est-à-dire :
 - Faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations.
 - Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.
- En conclusion, on essaiera de suivre le tracé déjà existant et les nouveaux tracés projetés dépendront des conditions d'ordre technique et économique.

IV.4- Choix du type du matériau de la conduite

Le choix du type des conduites repose sur certains critères qu'on doit autant que possible respecter, à savoir :[4]

- Le diamètre économique ;
- La pression de l'eau ;
- Les pertes de charges ;
- La disponibilité sur le marché ;

- Résistance aux attaques chimique ;
- La nature du terrain ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.

Dans ce chapitre nous avons choisi des conduites en PEHD qui sont économiques que celle en fonte déjà utiliser et vu les avantages qu'elles présentent :

- Résistance à la température de l'eau limitée (supérieure à 20°C et 40°C) ;
- Longue durée de vie (durée de vie théorique : 50 ans) ;
- Résistance aux rayons de soleil ;
- Haut coefficient de dilatation ;
- Résistants au phénomène de corrosion ;
- Ductilité et flexibilité (résister aux vibrations et contraintes liées aux mouvements de terrain, il s'adapte parfaitement à des conditions de pose nécessitant des changements de direction) ;
- Du point de vue environnemental, il est recyclable ;
- Elle facilite et économise la phase d'exécution de l'ouvrage ;
- Résistance au coup de bélier ;
- Résistance à une pression de 25 bar.
-

IV.5- Organes et accessoires d'adduction

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction sont les suivants [9] :

- Les vannes de sectionnement ;
- Les robinets vannes à opercule ;
- Les vannes à papillon ;
- La vidange ;
- Les ventouses ;
- Les clapets anti-retours ;
- Les crépines.

IV.5.1 -Les vannes de sectionnement

Elles sont utilisées pour isoler un ou plusieurs tronçons de l'adduction pour l'entretien ou la réparation ; elles permettent aussi la vidange partielle d'un tronçon. On constate deux types de ces vannes :

- 1- Les robinets à boisseau : comporte un corps contenant une clé évidée, cylindrique, tronconique ou sphérique, ajustée dans un corps. L'obturation est obtenue par une rotation de la clé de 90°.
- 2- Les robinets à soupape : leur obturation est réalisée par une soupape solidaire d'une vis de commande. La rotation de la vis a pour effet d'appliquer ou non la soupape sur son siège.

IV.5.2 -Les ventouses

Pour évacuer éventuellement l'air entraîné par l'eau, qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau, sans perte initiale d'eau. On peut voir deux types de ventouses :

- Les ventouses manuelles : sont constituées d'une prise verticale montée sur la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle.
- Les ventouses automatiques : comportent un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à l'atmosphère par un orifice placé à la partie supérieure de couvercle.

IV.5.3 -Les robinets de décharge (vidanges)

Une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé, en vue de la vidange de la conduite. Cette évacuation s'effectue à l'égout voisin ou, si le point bas se trouve hors de la ville, dans le fossé de la route. Ce robinet, comme toute pièce de ce genre, sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie. Cet appareil doit toujours être facilement accessible.

IV.5.4 -Les clapets

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau). Les clapets les plus utilisés sont ceux dites des soupapes de retenue à tuyère où la fermeture est accélérée par un ressort et non provoquée par le retour de l'eau comme dans le clapet à battant, il en résulte une fermeture rapide et sans choc, donc la protection du matériel. Il existe aussi des clapets en caoutchouc qui sont particulièrement silencieux.

IV.5.5 -Les Crépines

Ce sont des appareils en forme de panier, percées en trous et placées à l'extrémité des canalisations d'aspiration, pour empêcher l'introduction de corps étrangers dans celles-ci.

IV.6- Description du schéma d'adduction

La chaîne d'adduction véhicule l'eau de d'une seule source qui est :

- Le forage de HAGUI qui a une cote C.T.N = 333m, avec un débit de 13.2 l/s alimente par refoulement un réservoir d'une capacité de 300m³ à une cote radier de 393.5m par l'intermédiaire d'une conduite en PEHD avec une longueur L=2146.9 m.

IV.7- Etude technico-économique des conduites

On doit choisir le diamètre de la conduite le plus économique pour les dépenses d'investissement et les dépenses d'exploitation, en effet plus le diamètre de la conduite est petit plus les pertes de charge augmentent.

IV.7.1 -Calculs du diamètre économique

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes : [10]

- La formule de BONNIN :

$$D_{N1} = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.1})$$

- La formule de BRESS :

$$D_{N2} = 1.5\sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- **D** : Diamètre de la conduite (m) ;
- + Débit transitant dans la conduite (m³/s)

Ces deux formules nous donnent une approche du diamètre économique suivant plusieurs diamètres normalisés. Le plus économique sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable. Cette dernière sera prise entre 0.5 et 1.5m/s.

IV.7.2 -Calculs de la vitesse

La vitesse d'écoulement se détermine par la relation ci-dessous :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- Q : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s) ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

La vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5 m/s et 1.5 m/s.

IV.7.3 –Calcul des pertes de charges

Ce sont des pertes de charge régulières, dues au frottement de l'eau contre les parois des canalisations, et des molécules entre elles. [8]

Elles se présentent sous deux formes :

- Pertes de charge linéaires ;
- Pertes de charge singulières.

IV.7.3.1 –Pertes de charges linéaires (HL)

Elles sont déterminées par la formule de Darcy-Weisbach :

$$\mathbf{HL} = J \times L = \lambda \times L \frac{v^2}{2g D} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

- **HL** : Pertes de charge linéaires (m) ;
- **J** : Pertes de charge unitaires (m/ml) ;
- **L** : Longueur de la conduite (m) ;

- λ : Coefficient de frottement de Darcy, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation;
- V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s);
- g : Accélération de la pesanteur en (m/s²);
- D : Diamètre de la conduite (m).

❖ **Calcul du coefficient de pertes de charge λ :**

Pour la détermination du coefficient des pertes de charge λ aux différents régimes, on doit appliquer les formules suivantes :

- **Régime turbulent rugueux :** Il est donné par la formule de NIKURADAZI :[11]

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \times \ln(\frac{k}{d}))^{-2} \quad (\text{IV.5})$$

- **Régime transitoire :** Il est donné par la formule de COLEBRROK :[11]

$$\left(\frac{1}{\lambda}\right)^2 = -2 \log \left[\frac{k}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- **K :** Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :
 - Pour les tubes en PEHD [11] :

$K = 0.01$ si $D \leq 200$ mm / $K = 0.02$ si $D > 200$ mm

- Pour la fonte ductile : $K = 0.15$ mm
- Pour les tubes en acier : $K = 10^{-3}$ mm

- **Re :** Le nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :[11]

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

- ν : Viscosité cinématique de l'eau, calculé par la formule de STOCKS :[11]

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337 t + 0.00221 t^2} \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

- **T :** Température de l'eau en degré.
 - A 10 °C ; $\mu = 1,31 * 10^{-6}$ (m²/s);
 - A 20 °C ; $\mu = 1,00 * 10^{-6}$ (m²/s);
 - A 30 °C ; $\mu = 0,08 * 10^{-6}$ (m²/s).

Et :

- K/D : Rugosité relative.

IV.7.3.2 –Pertes de charges singulières (HS)

Ces pertes sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD : [11]

$$H_S = 0.1 \times H_L \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

- H_S : Pertes de charge singulières (m).

IV.7.3.3 –Pertes de charges totales (HT)

C'est la somme des pertes de charges linéaires et singulières pour chaque conduite de longueur L :[11]

$$H_T = H_S + H_L \quad (\text{IV.10})$$

$$H_T = H_S + H_L = H_L + (0.1 \times H_L)$$

$$H_T = 1.1 \times H_L = 1.1 \times J \times L$$

$$H_T = 1.1 \times \frac{L V^2}{D 2g}$$

Avec :

- H_T : pertes de charge totale ;
- H_S : pertes de charge singulières ;
- H_L : pertes de charge linéaires.

IV.8- Calcul hydraulique

IV.8.1- Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (Hmt)

Elle est donnée par la relation suivante :[11]

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

- H_{MT} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- H_t : Perte de charge totale.

IV.8.2-Puissance absorbée par la pompe

Elle est donnée par la relation suivante :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

- **Pa** : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- **η** : Rendement de la pompe en (%), $\eta = 75 \%$;
- **Q** : Débit refoulé en (m^3/s) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur en (m/s^2) ;
- **Hmt**: Hauteur manométrique totale (m).

IV.8.3-Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par la relation suivante :

$$E = P_a \times t \times 365 \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

- **E** : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- **Pa** : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- **t** : Temps de pompage par jour ($t = 20$ h).

IV.8.4- Frais d'exploitation

Ils sont définis par la formule suivante :[11]

$$F_{exp} = E \times e' \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

- **F_{exp}**: Frais d'exploitation (DA) ;
- **e'** : Prix unitaire du KWh. Fixé à 4,67 DA ;
- **E** : Energie consommée par la pompe (KWh).

IV.8.5- Frais d'amortissement

Les frais se déterminent par l'expression suivante :[11]

$$F_{am} = P_u \times A \times L \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

- **Pu** : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;
- **A** : L'amortissement annuel, elle est déterminée comme suit :

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

Avec :

- **i** : Taux d'annuité égal à 0.08 (8%) ;
- **n** : Nombre d'années d'amortissement égal à 30 ans.

D'où : $A = 0,0888$

IV.8.6- Calcul du bilan

Le bilan est calculé par la formule ci-dessous : [11]

$$BL = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

- F_{exp} : Frais d'exploitation ;
- F_{am} : Frais d'amortissement.

IV.8.7-Prix unitaire des différents diamètres

Les prix des conduites en PEDH sont représentés dans le tableau IV.1

Tableau IV. 1 : Prix unitaires des conduites en PEHD

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA)
20	2.0	40.74
25	2.3	59.87
32	3.0	99.14
40	3.7	153.50
50	4.6	238.07
63	5.8	376.64
75	6.8	529.43
90	8.2	691.61
110	10.0	1026.15
125	11.4	1316.19
160	14.6	2151.15
200	18.2	3378.11
250	22.7	5226.50
315	28.6	8026.99
400	36.3	12966.67
500	45.4	19569.51
630	57.2	31072.20

IV.9- Dimensionnement du tronçon d'adduction**IV.9.1- Calcul de Hmt**

On a :

- $Q = 0.013 \text{ m}^3/\text{s}$,
- $L = 2146.9 \text{ m}$,
- $H_g = 393.5 - 333 = 60.5 \text{ m}$
- $DBONNIN = 0.114 \text{ m}$,
- $DBRESS = 0.172 \text{ m}$.

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 0.125, 0.160, 0.2m

Tableau IV. 2 : Calcul de la Ht

D (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	Hl (m)	Hs (m)	Ht (m)
125	2146.9	1.05	131250	0.008	0.035	33.77	3.377	37.147
160	2146.9	0.64	102400	0.006	0.033	9.24	0.924	10.164
200	2146.9	0.41	82000	0.005	0.031	2.85	0.285	3.135

- Pour que l'eau arrive au réservoir, il faut que $H_t \leq H_g$ (condition vérifiée).

IV.9.2- Calcul des frais d'exploitation

Tableau IV. 3 : Calcul des Frais d'exploitation

D (mm)	Q (m ² /s)	Hmt (m)	Pa (Kw)	E (Kwh)	F _{exp} (DA)
125	0.013	97.64	16.60	121180	565910.60
160	0.013	70.66	12.01	87673	409432.91
200	0.013	63.63	10.81	78983.41	368852.52

IV.9.3- Calcul des frais d'amortissement

Tableau IV. 4 : Calcul des Frais d'amortissement

D (mm)	Prix (DA)	L (m)	A	F _{am} (DA)
125	1316.19	2146.9	0.0888	250924.674
160	2151.15	2146.9	0.0888	410105.389
200	3378.11	2146.9	0.0888	644018.8351

IV.9.4- Calcul des Frais totaux

Tableau IV. 5 : Calcul des Frais totaux

D (mm)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Total (DA)
125	1.05	565910.60	250924.674	816835.274
160	0.64	409432.91	410105.389	819538.299
200	0.41	368852.52	644018.8351	1012871.355

D'après le tableau IV.5 on trouve que le diamètre le plus économique est de 125mm avec une vitesse acceptable de 1.05m/s.

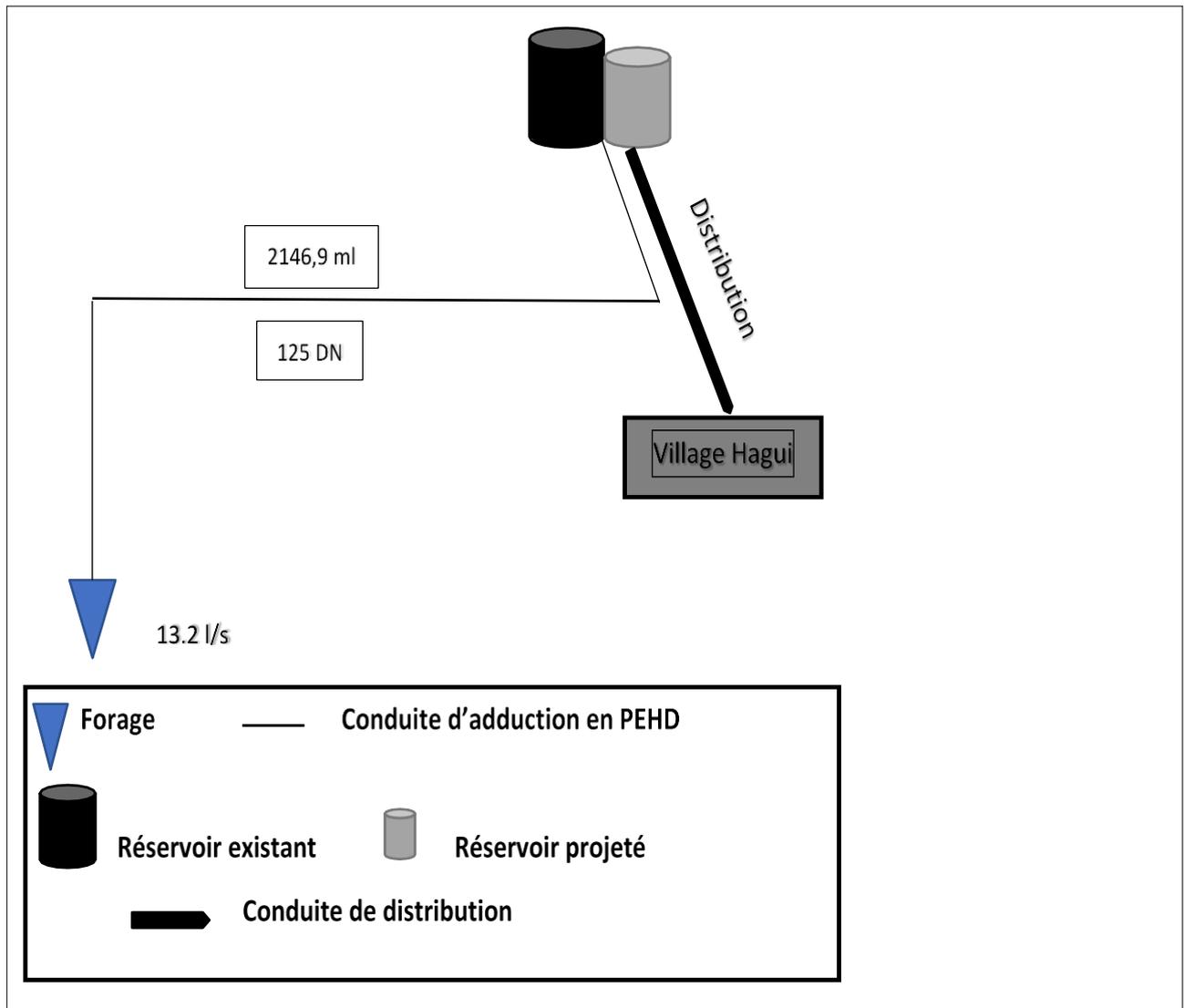


Figure IV. 3: Schéma d'adduction

IV.10-Conclusion

Dans ce chapitre, on a calculé les différents paramètres hydrauliques :

- La vitesse d'écoulement ;
- Les pertes de charges ;
- Les frais d'exploitation ;
- Les frais d'amortissements.

Et on a dressé un bilan complet pour déterminer le diamètre le plus économique.

CHAPITRE V
DISTRIBUTION

V.1-Introduction

La distribution est la dernière phase d'un projet d'adduction d'eau potable. Elle doit être conçue de manière à répondre aux besoins actuels et futurs des usagers, ainsi qu'aux besoins en eau pour la lutte contre l'incendie.

Dans ce chapitre, on va étudier et dimensionner le réseau de distribution, pour assurer un débit maximal à tous les besoins des consommateurs.

V.2- Classification du réseau de distribution

Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue généralement deux types de réseaux :

V.2.1-Réseaux ramifiés

Il se caractérise par :

-la circulation de l'eau dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires...). -chaque point du réseau n'est alimenté en eau que d'un seul côté.

- Ce réseau présente l'avantage d'être économique. Ses principaux inconvénients : alimentation sans retour dans les conduites, il manque de sécurité (en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

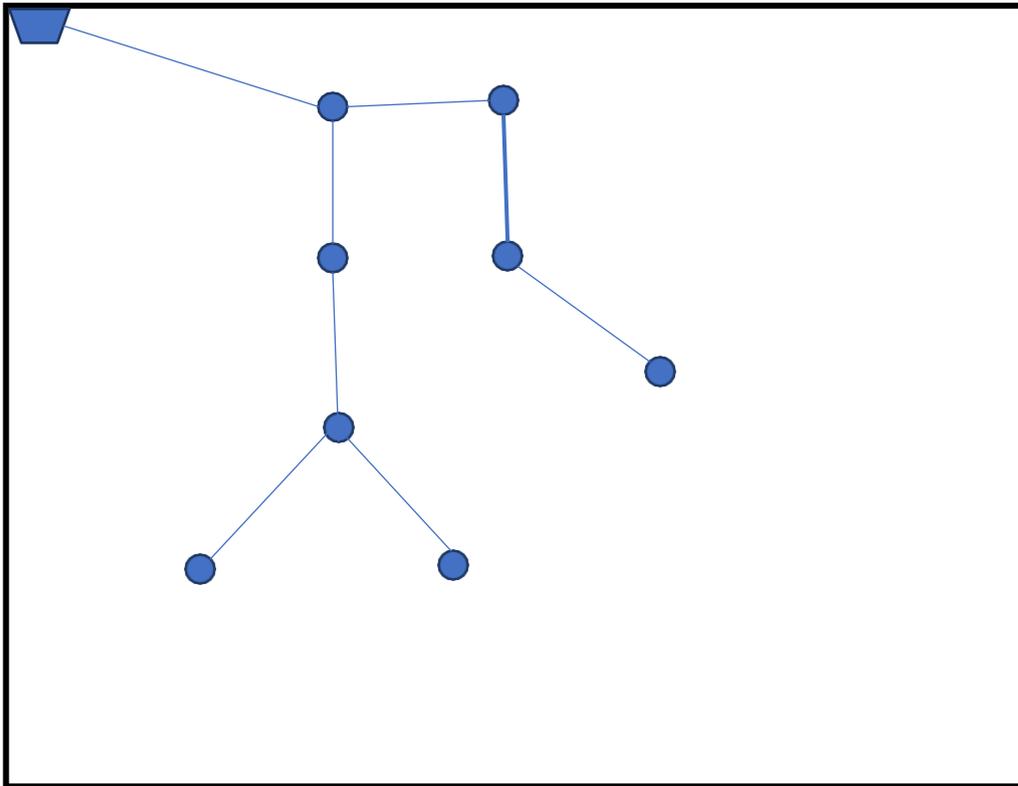


Figure V. 1 : exemple d'un schéma de réseau ramifié

V.2.2-Réseaux maillés :

Ils sont composés de conduites suivant des contours fermés permettant une alimentation en retour. Les risques de perturbation de service sont ainsi réduits. Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs cotés.

Ce type de réseau présente les avantages suivants :

- Plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de rupture d'une conduite, il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites) et une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau ;
- Il est par contre plus coûteux et plus difficile à calculer.

V.3.2- Choix des conduites de distribution

Pour choisir le type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants [13] :

- Le diamètre ;
- La pression de service supportée ;
- Les conditions de pose et de transport ;
- Le prix ;
- La durée de vie ;
- La disponibilité sur le marché.

Pour notre cas, on va utiliser la conduite du type PEHD, en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- Facilité de pose (grande flexibilité) ;
- Faible au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- Résiste à l'entartage ;
- Résiste à la corrosion interne et externe et microbiologique ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience. Le test de vieillissement qui est théoriquement de 50 ans à une température de 20°C ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques ;
- Coefficient de la rugosité très faible ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Bonne résistance mécanique, et existence d'une large gamme : PN10, PN16, PN20, PN25.

V.3.3- Choix des matériaux de distribution [3]

V.3.3.1- Les canalisations

Les réseaux de distribution sont constitués de :

- Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires ;
- Conduites secondaires assurant la liaison entre les conduites principales et les branchements.

V.3.3.2- Les accessoires en ligne du réseau

L'implantation des accessoires en ligne d'un réseau d'eau potable est capitale du fait de l'importance de ce dernier en liminaire comme suit :

1. Les robinets vannes

Ils sont placés au niveau de chaque nœud et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une répartition sur l'un d'entre eux, ils permettent ainsi de régler les débits, leurs manœuvres s'effectuent à partir du sol au moyen d'une clé dit Béquille.

2. Les décharges

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

3. Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou poteau d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s avec une pression de 10m.

4. Les ventouses

Sont des organes qui sont placés au point le plus haut du réseau, pour réduire la formation de vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour le rôle spécial, l'élimination des poches d'air dans la canalisation des conduites.

5. Régulateurs de pression

Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression d'une façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

6. Pièces spéciales de raccordement

- **Bouchons d'extrémités** : Ce sont des dispositifs placés aux extrémités des conduites de distribution servant comme obturateur final des tronçons.
- **Les tés** : On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour leur emplacement.
- **Les coudes** : Utilisés en cas de changement de direction.
- **Les cônes de réduction** : Ce sont des organes de raccordement en cas de changement de diamètre.

V.4-Description du réseau de distribution

Plusieurs facteurs affectent la conception du réseau. On peut remarquer que le plus important, c'est la localisation des consommateurs et le relief de la zone.

On a choisi pour notre site d'étude le réseau ramifié parce qu'il est convenable pour la région.

La distribution du village HAGUI se fera par gravité, à partir du réservoir d'une capacité de 450 m³ situé à la côte 393.5m. L'ossature du réseau sera ramifiée d'un linéaire de 4150.6m.

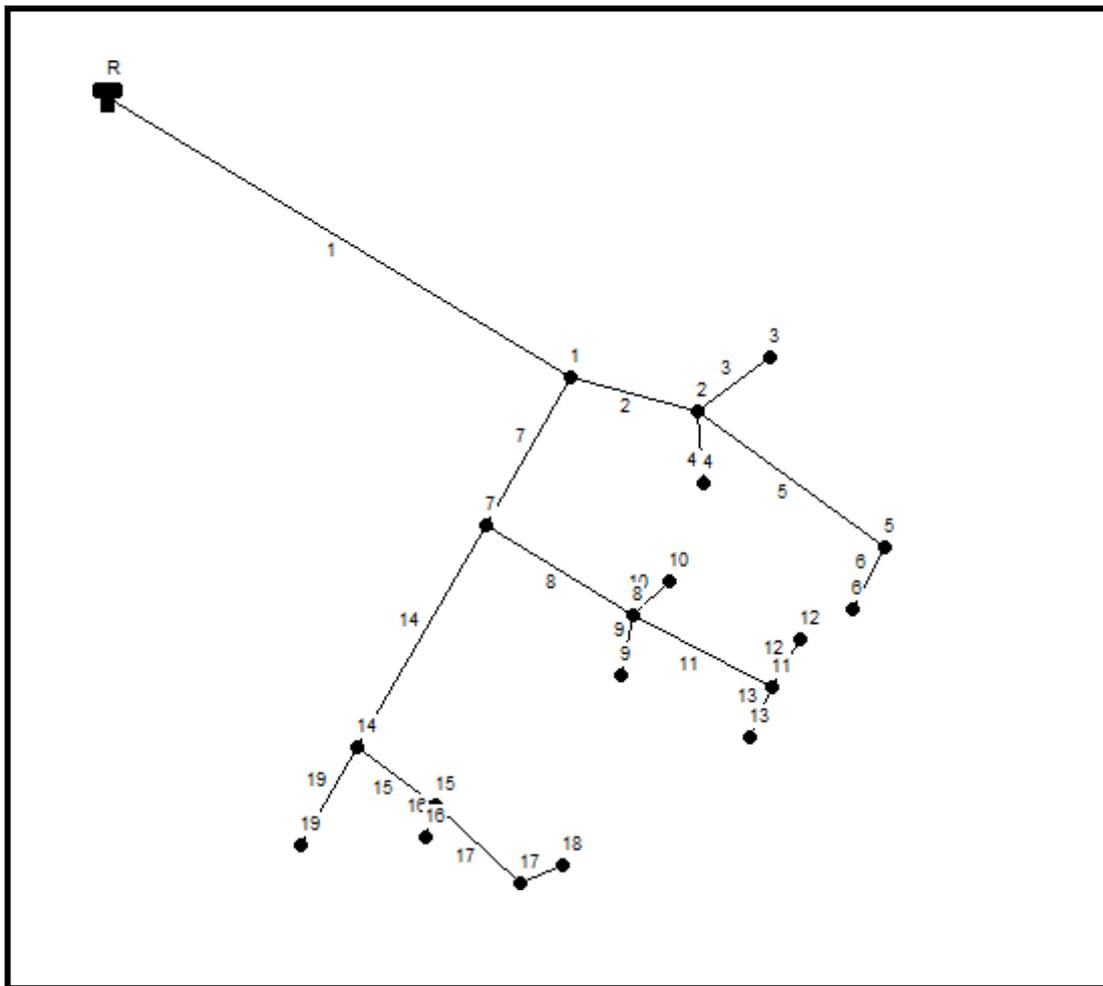


Figure V. 3: Schéma représentatif du réseau de distribution HAGUI

V.5- Calcul hydraulique du réseau de distribution :

V.5.1-Détermination des débits du réseau

V.5.1.1-Débit de pointe

C'est le débit qui représente la consommation maximale horaire ou bien l'heure la plus chargée de la journée (Tableau II.21)

$$Q_p = 93.26 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 25.90 \text{ l/s}$$

V.5.1.2-Débit spécifique

Le débit spécifique est le débit uniforme, il est défini comme étant le volume d'eau consommé par un mètre de canalisation pendant une seconde, il s'écrit comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\Sigma Li} \quad (\text{V.1})$$

$$Q_{sp} = \frac{25.90}{4150.6} = \text{l/s/m} = 0.0062 \text{ l/s/m}$$

Q_{sp} : Débit spécifique en litre par seconde.

Q_p : Débit de pointe en litre par seconde de la zone.

$\sum Li$: somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre où il y a distribution.

V.5.1.3-Débit en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule ci-dessous :

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i \tag{V.2}$$

Avec :

Q_r : Débit en route l/s.

Q_{sp} : Débit spécifique l/s/ml.

L_i : Longueur du tronçon concerné (m).

V.5.1.4-Débit aux nœuds

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé Comme suit : [8]

$$Q_{ni} = 0.55 \times \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc} \tag{V.3}$$

Avec :

Q_{ni} : Débit nodal des nœuds concernés (l/s) ;

$\sum Q_{ri}$: Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) (l/s) ;

$\sum Q_{conc}$: Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

V.6- Dimensionnement du réseau

V.6.1.-Calcul des débits

Les résultats des calculs des différents débits du réseau sont donnés dans le tableau V.1 :

Tableau V. 1 : Détermination des débits aux nœuds

Noeud	Tronçon	Longueur	Spécifique	En route	Q Du nœud
R	R-1	760	0.0062	4.6176455	2.539705
1	R-1	760	0.0062	4.6176455	4.0661020
	1-2	190	0.0062	1.1856117	
	1-7	254.75	0.0062	1.5896556	

Tableau V. 1 : Détermination des débits aux nœuds (suite et fin)

Noeud	Tronçon	Longueur	Spécifique	En route	Q Du nœud
2	1-2	190	0.0062	1.1856117	2.6421512
	2-3	145.6	0.0062	0.9085529	
	2-4	140	0.0062	0.8736086	
	2-5	294.25	0.0062	1.8361381	
3	2-3	145.6	0.0062	0.9085529	0.4997040
4	2-4	140	0.0062	0.8736086	0.4804847
5	2-5	294.25	0.0062	1.8361381	1.5075650
	5-6	145	0.0062	0.9048893	
6	5-6	145	0.0062	0.9048893	0.4976891
7	1-7	254.75	0.0062	1.5896556	2.9747152
	7-8	240	0.0062	1.4976147	
	7-14	372	0.0062	2.3213029	
8	7-8	240	0.0062	1.4976147	2.05568651
	8-9	135	0.0062	0.8424083	
	8-10	130	0.0062	0.8112080	
	8-11	240	0.0062	1.4976147	
9	8-9	135	0.0062	0.8424083	0.4633245
10	8-10	130	0.0062	0.8112080	0.4461644
11	8-11	240	0.0062	1.4976147	1.7572012
	11-12	135	0.0062	0.8424083	
	11-13	137	0.0062	0.8548884	
12	11-12	135	0.0062	0.8424083	0.4633245
13	11-13	137	0.0062	0.8548884	0.4701886
14	7-14	372	0.0062	2.3213029	2.5465690
	14-19	200	0.0062	1.2480123	
	14-15	170	0.0062	1.0608104	
15	15-16	120	0.0062	0.7488073	1.2012117
	15-17	230	0.0062	1.4352141	
16	15-16	120	0.0062	0.7488073	0.411844
17	15-17	230	0.0062	1.4352141	1.2423962
	17-18	132	0.0062	0.8236881	
18	17-18	132	0.0062	0.8236881	0.4530284
19	14-19	200	0.0062	1.2480123	0.6864067

V.7- Modélisation et simulation du réseau (Apport informatique)

L'utilisation des programmes informatiques permet de libérer le projecteur de calculs fastidieux et de multiplier ses capacités de travail, principalement pour :

- Le calcul du fonctionnement hydraulique du réseau.
- La détermination des solutions optimales.
- Le logiciel utilisé dans notre calcul est le logiciel EPANET.

V.7.1-Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pressions. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonction de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau. Au cours d'une durée de la simulation. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.[14]

V.7.2-Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET

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

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Décrire le fonctionnement du système.
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité.
- Visualiser les résultats d'une simulation.

V.7.3-Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs et de nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

V.7.4-Résultats de la simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduire les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres de chaque arc (conduite), on lance la simulation du réseau. Suite à plusieurs tâtonnements concernant les diamètres des conduites, et dans l'objectif d'avoir des vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0.5 – 1.5], sachant que la pression aux nœuds ne doit pas dépasser 100 m.c.e (10 bars). Alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN10.

Les résultats de simulation des nœuds (conduites) obtenus pour notre réseau, sont regroupés dans le tableau V.3:

Tableau V. 2 : Résultats de la simulation des nœuds

N de tronçon	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaire (m/km)
Tuyau1	760	176.2	24.87	1.02	10.60
Tuyau2	190	96.8	5.63	0.76	12.52
Tuyau3	145.6	28	0.50	0.81	59.42
Tuyau4	140	28	0.48	0.78	55.26
Tuyau5	294.25	66	2.01	0.59	11.96
Tuyau6	145	28	0.50	0.81	58.98
Tuyau7	254.75	141	15.17	0.97	12.57
Tuyau8	240	79.2	5.66	1.15	33.57
Tuyau9	135	28	0.46	0.75	51.66
Tuyau10	130	28	0.45	0.72	48.17
Tuyau11	240	79.2	2.69	0.55	8.48
Tuyau12	135	28	0.46	0.75	51.66
Tuyau13	137	28	0.47	0.76	53.09
Tuyau14	372	110.2	6.54	0.69	8.79
Tuyau15	170	79.2	3.31	0.67	12.44
Tuyau16	120	28	0.41	0.67	41.53
Tuyau17	230	44	1.70	1.12	63.15
Tuyau18	132	28	0.45	0.74	49.55
Tuyau19	200	37.6	0.69	0.62	25.45

Les résultats de simulation du nœud sont présentés dans le Tableau V.1 :

Tableau V.3 : : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau

Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge	Pression (m)
1	349.66	4.0661020	387.44	37.78
2	346.88	2.6421512	385.06	38.18
3	347.05	0.4997040	376.41	29.36
4	346.04	0.4804847	377.33	31.29
5	338.65	1.5075650	381.55	42.90
6	337.15	0.4976891	372.99	35.84
7	352.4	2.9747152	384.24	31.84
8	345.07	2.05568651	376.18	31.11
9	344.66	0.4633245	369.21	24.55
10	344.11	0.4461644	369.92	25.81
11	340.09	1.7572012	374.15	34.06
12	339.75	0.4633245	374.15	34.06
13	340.09	0.4701886	366.87	26.76
14	346.8	2.5465690	380.97	34.17
15	344.13	1.2012117	378.85	34.72
16	344.06	0.411844	373.87	29.81
17	339.01	1.2423962	364.33	25.32
18	337.05	0.4530284	357.79	20.74
19	346.75	0.6864067	375.88	29.13

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans la figure V. 4 :

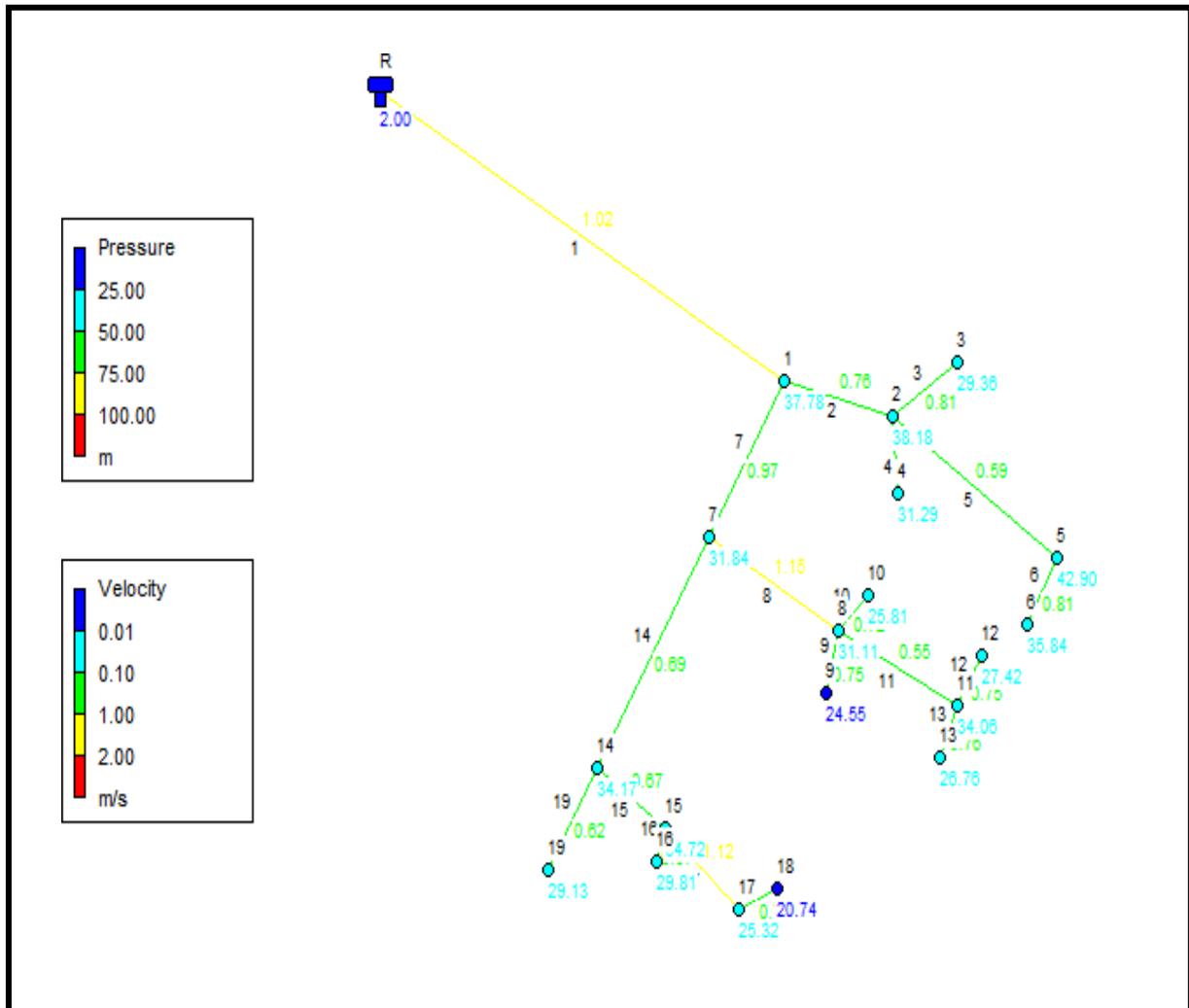


Figure V. 5: Schéma du réseau de distribution après simulation

V.8- Conclusion

A travers, Dans ce chapitre nous avons dimensionné le réseau d'alimentation en eau potable du village HAGUI. On a choisi un réseau de type ramifié, La nature des conduites est en PEHD (PN 10), leurs diamètres varient entre 32 et 160mm.

On a effectué une simulation à l'aide du logiciel EPANET, après avoir présenté le réseau et effectuer les calculs hydrauliques des différents débits. Ensuite on a déterminé les différents diamètres des tronçons en vérifiant les conditions des vitesses et pressions au niveau des conduites et des nœuds pour assurer le bon fonctionnement et la livraison d'un débit d'eau suffisant pour tous les abonnés du réseau.

CHAPITRE VI
PHENOMENE DU COUP DE
BELIER

VI.1- Introduction

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

C'est un écoulement de fluide non permanent accompagné des changements de pression perceptibles, et cela peut devenir dangereux pour les canalisations. Ces changements sont dus à des perturbations des conditions permanentes d'écoulement.

VI.2- Cause du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes [18]

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- Modification de la vitesse d'une pompe ;
- Une variation du niveau d'un réservoir à une extrémité du réseau ;
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier ;
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine ;
- Une modification de position de vanne.

VI.3- Conséquences du coup de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps), ces conséquences se traduisent par :[3]

- Détérioration des revêtements intérieurs ;
- Emission de bruit ;
- Usure rapide des matériels, voire quelque fois leur détérioration brutale ;
- Eclatement de la conduite dû à la surpression ;
- Ecrasement dû à la dépression ;
- Déboitement des conduites ;
- Détérioration des joints suite aux fuites des raccords ;
- Erosion des joints, rendant la conduite non étanche.

VI.4- Moyens de protection contre le coup de bélier

Dans les installations où il y a un risque de coup de bélier, Il est impossible d'éliminer définitivement les effets des coups de bélier. Mais il existe des dispositifs de protection dont le rôle est de limiter et de minimiser l'effet sur des valeurs compatibles avec la résistance de la canalisation : pour limiter la surpression et/ou la dépression, on utilise pour cela des dispositifs appelé anti-coup de bélier :

- Volants d'inertie ;
- Soupapes de décharge ;
- Ventouses ;
- Clapets by-pass ;
- Cheminées d'équilibre ;
- Réservoirs d'air ;
- Vannes de fermeture lente ;
- Réservoirs d'admission et de purge d'air.

VI.4.1-Volant d'inertie

Le volant d'inertie est une roue de masse assez grande calée sur l'arbre de réglage. C'est un moyen de protection dû à l'énergie cinétique accumulée lors de la marche normale. Le volant récupère au moment de la disjonction, ce qui permet un temps d'arrêt prolongé de l'ensemble, réduisant ainsi l'intensité du coup de bélier.

Ce système est rarement utilisé car :[3]

- Il n'intervient que pour limiter la dépression ;
- Si la conduite est assez grande, il faut envisager un volant très lourd, donc le système n'est pas économique ;
- Plus le volant est lourd, plus le moteur doit être puissant pour vaincre l'inertie au démarrage, ce qui entraîne un appel de courant inacceptable.

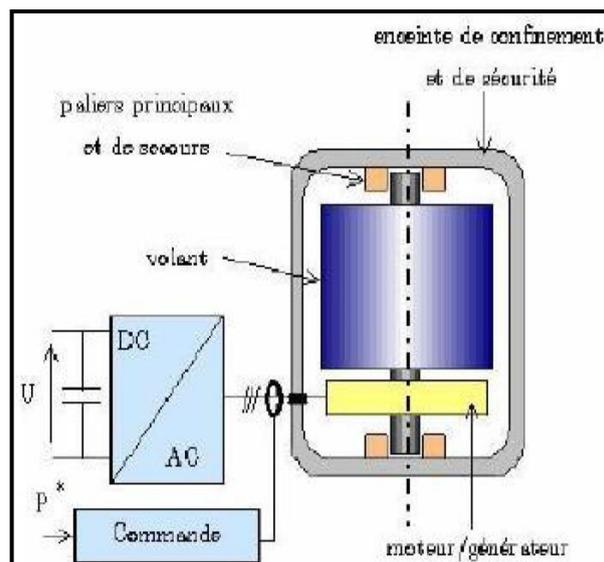


Figure VI.1 : Volant d'inertie(..)

VI.4.2- Soupape de décharge

Les soupapes de décharge font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement obturé en exploitation normale, un orifice monté sur la conduite au point à partager, autrement dit, où la pression à craindre est maximale et libérée, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible.

La soupape ne peut s'ouvrir qu'à des pressions légèrement supérieures (environ 5 %) à la pression de service normale maximale. [8]



Photo VI. 1 : Soupape de décharge

VI.4.3- Les ventouses [7]

La ventouse a le rôle d'évacuation de l'air continu dans la conduite et permet aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange, ou généralement lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut.



Photo VI. 2 : Ventouse

VI.4.4-Cheminée d'équilibre

La cheminée d'équilibre se compose d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe verticale. Il fait la même chose qu'un réservoir d'air, mais on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables en cas de hauteur de refoulement moyenne ou grande.[8]

Elle présente certains avantages, à savoir :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien,
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessible.

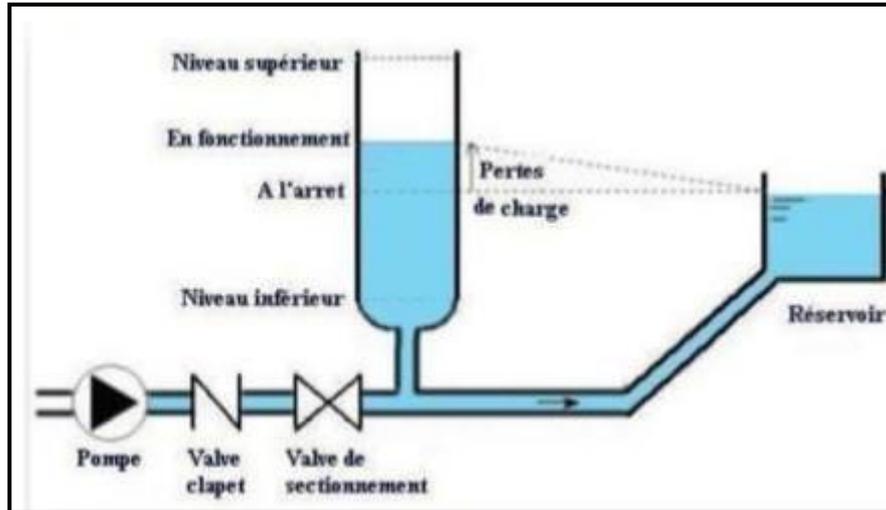


Figure VI. 2 : Schéma d'une cheminée d'équilibre

VI.4.5- Soupapes d'admission et de purge d'air

Le principe des soupapes d'admission et de purge d'air est assez simple, puisqu'il ressemble aux précédentes tout en opérant dans les deux directions. Généralement, elles s'ouvrent en admission lorsque la pression tombe sous la pression atmosphérique puis expulsent l'air quand la pression s'accroît. La principale difficulté réside dans l'évaluation des quantités d'air admises et expulsées du fait que l'écoulement de l'air, un fluide compressible, se fait à des vitesses très élevées pour lesquelles les effets de la compressibilité se font sentir. En fait, ces notions sont importantes pour calculer les aires efficaces des orifices d'entrée et de sortie.

VI.4.6- Réservoir d'air

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression dans une cuve métallique disposée dans la station de pompage et raccordée à l'aval du clapet de côté refoulement. A la disjonction on aura dépression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite, Après diminution progressive puis annulation du débit dans la conduite, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche.

VI.5- Etude du coup de bélier

Cette étude consiste à calculer la surpression et la dépression de notre tronçon de conduite de refoulement à s'assurer que ces valeurs ne dépassent pas les valeurs de pression de travail.

VI.5.1-Calcul de la célérité de l'onde

Cette célérité de l'onde est donnée par la formule d'Allievi montrée ci-dessous :[12]

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \times \frac{D_{int}}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

- **a** : Célérité des ondes (m/s) ;
- **D_{int}** : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- **e** : Epaisseur de la conduite (m) ;
- **K** : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation, K = 83 pour les conduites en PEHD.

VI.5.1.1-Cas de fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T_f, tel que :

$$T_f < \frac{2L}{a} \quad (\text{VI.2})$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- **B** : Valeur du coup de bélier (m) ;
- **V₀** : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur (g = 9.81 m/s²).

- La valeur maximale de la pression-surpression (H_s) sera :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{VI.4})$$

- La valeur minimale de la pression-dépression (H_d) sera :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{VI.5})$$

- **H₀** : Pression absolue au point le plus haut de la conduite, où :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- **H_g** : Hauteur géométrique de refoulement ;
- **10** : Pression atmosphérique.

VI.5.1.2-Cas de fermeture lente

La fermeture lente est caractérisée par un temps T_f, tel que :

$$T_f > \frac{2L}{a} \quad (\text{VI.7})$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de Michaud :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T_f} \quad (\text{VI.8})$$

Remarque :

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque qu'en fermeture lente, c'est pour ça que dans notre étude on considéra le cas le plus défavorable c'est-à-dire la fermeture brusque.

VI.6- Calcul du coup de bélier

Les valeurs numériques du coup de bélier dans notre tronçon de refoulement sont données dans le tableau suivant VI.1

Tableau VI. 1 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

Tronçon	D _{int} (m)	L (m)	e (m)	V ₀ (m)	H _g (m)	H ₀	a	B	H _s	H _d	PN (bar)
F-R	0.1022	2146.9	0.0114	1.05	60.5	70.5	351.81	37.65	108.15	32.85	16

Avec:

- **D**: Diamètre intérieur de la conduite;
- **L**: Longueur du tronçon;
- **e**: Epaisseur de la conduite;
- **V₀**: Vitesse d'écoulement;
- **H_g**: Hauteur géométrique;
- **H₀**: Pression absolue;
- **H_s**: Surpression;
- **H_d**: Dépression;
- **a**: Célérité de l'onde;
- **B**: Valeur du coup de bélier.

VI.7- Conclusion

Dans ce chapitre on a pu étudier le phénomène du coup de bélier, et calculer la surpression et la dépression.

D'après les calculs représentés sur le tableau VI.1, on peut déduire que le réseau d'adduction ne nécessite aucun anti bélier car nos calculs hydrauliques sont dans les normes.

CHAPITRE VII
Elaboration d'un système d'information géographique

VII.1-Introduction

Dans ce présent chapitre, nous allons procéder à l'élaboration d'un système d'information géographique (S.I.G) qui consistera la création d'une banque de données englobant toutes les informations des réseaux d'adduction et de distribution des eaux de la zone d'étude du village HAGUI, et cela pour permettre l'installation et la gestion du réseau pour assurer la distribution d'eau nécessite un suivi du comportement hydraulique.

VII.2- Présentation du système d'information géographique

VII.2.1-Définition du système d'information géographique

Le SIG est un système informatisé qui comprend plusieurs bases de données géographiques.

C'est un logiciel de gestion et d'accès aux informations dont le but est d'organiser, gérer, manipuler, d'analyser et de représenter les données à références spatiales, afin de résoudre les problèmes d'aménagement et de gestion. [15]

VII.2.2- Les composants d'un SIG

Un SIG est constitué de cinq composants majeurs tels que présentés par le schéma ci-dessous:

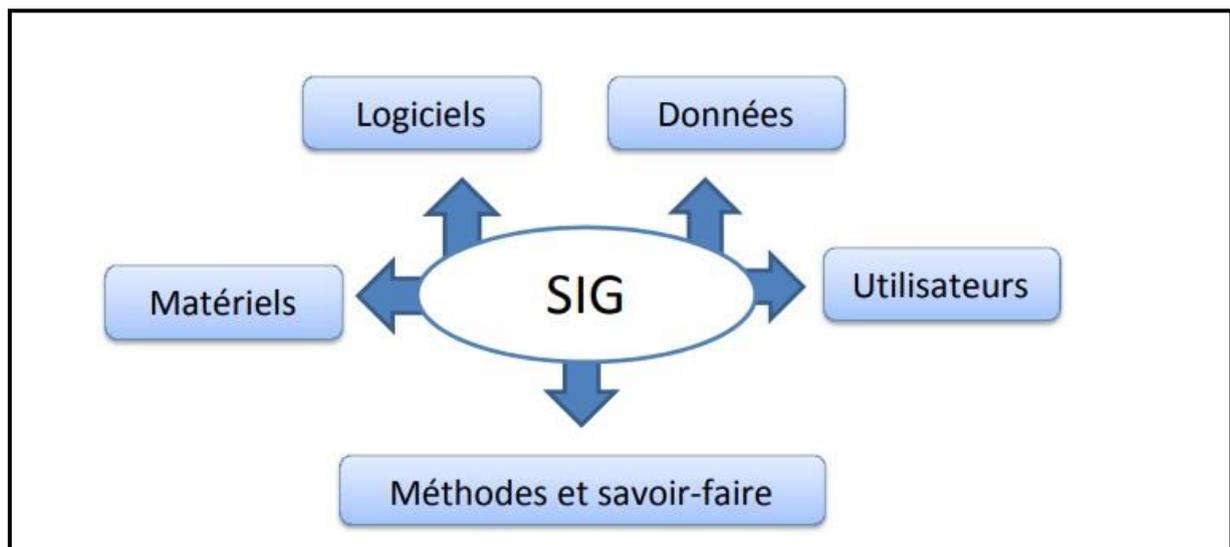


Figure VII. 1 : Les composants d'un SIG

VII.2.2.1- Les matériels informatiques

Les SIG fonctionnent aujourd'hui sur une très large gamme d'ordinateurs des serveurs de données aux ordinateurs de bureaux connectés en réseau ou utilisés de façon autonome.

VII.2.2.2- Les logiciels

Ils assurent les 6 fonctions suivantes :

- Saisie des informations géographiques sous forme numérique (Acquisition) ;
- Gestion de base de données (Archivage) ;
- Manipulation et interrogation des données géographiques (Analyse) ;

- Mise en forme et visualisation (Affichage) ;
- Représentation du monde réel (Abstraction) ;
- La prospective (Anticipation).

VII.2.2.3-Les données

Les données sont certainement les composantes les plus importantes des SIG. Les données géographiques et les données tabulaires associées peuvent, soient être constituées en interne, soient acquises auprès de producteurs de données.

VII.2.2.4- Les utilisateurs

Un SIG étant avant tout un outil, c'est son utilisation qui permet d'en exploiter la quintessence. Les SIG s'adressent à une très grande communauté d'utilisateurs depuis ceux qui créent et maintiennent les systèmes, jusqu'aux personnes utilisant dans leur travail quotidien la dimension géographique. Avec l'avènement des SIG sur internet, la communauté des utilisateurs de SIG s'agrandit de façon importante chaque jour et il est raisonnable de penser qu'à brève échéance, nous serons tous à des niveaux différents des utilisateurs de SIG.

VII.2.2.5- Méthodes et savoir-faire

La mise en œuvre et l'exploitation d'un SIG ne peut s'envisager sans le respect de certaines règles et procédures propres à chaque organisation. Un SIG fait appel à une connaissance technique et à divers savoir-faire et donc divers métiers qui peuvent être effectués par une ou plusieurs personnes.

VII.2.3- Fonctionnalité d'un SIG [15]

- **Abstraction** : représentation du monde réel, elle se fait en deux étapes :
 - La construction du schéma conceptuel de données ;
 - Trouver un logiciel qui soit capable de transcrire et de stocker le schéma.
- **Acquisition** : saisie des informations géographiques sous forme numérique
- **Archivage** : Stockage et gestion de base de données.
- **Analyse** : manipulation et interrogation des données géographiques, qui se base sur deux analyses :
 - Analyse spatiale qui se base sur la description quantitative et qualitative d'un espace ;
 - Analyse spatiale géométrique qui se base sur la position de l'objet, sa forme, et les relations éventuelles entre ces objets.

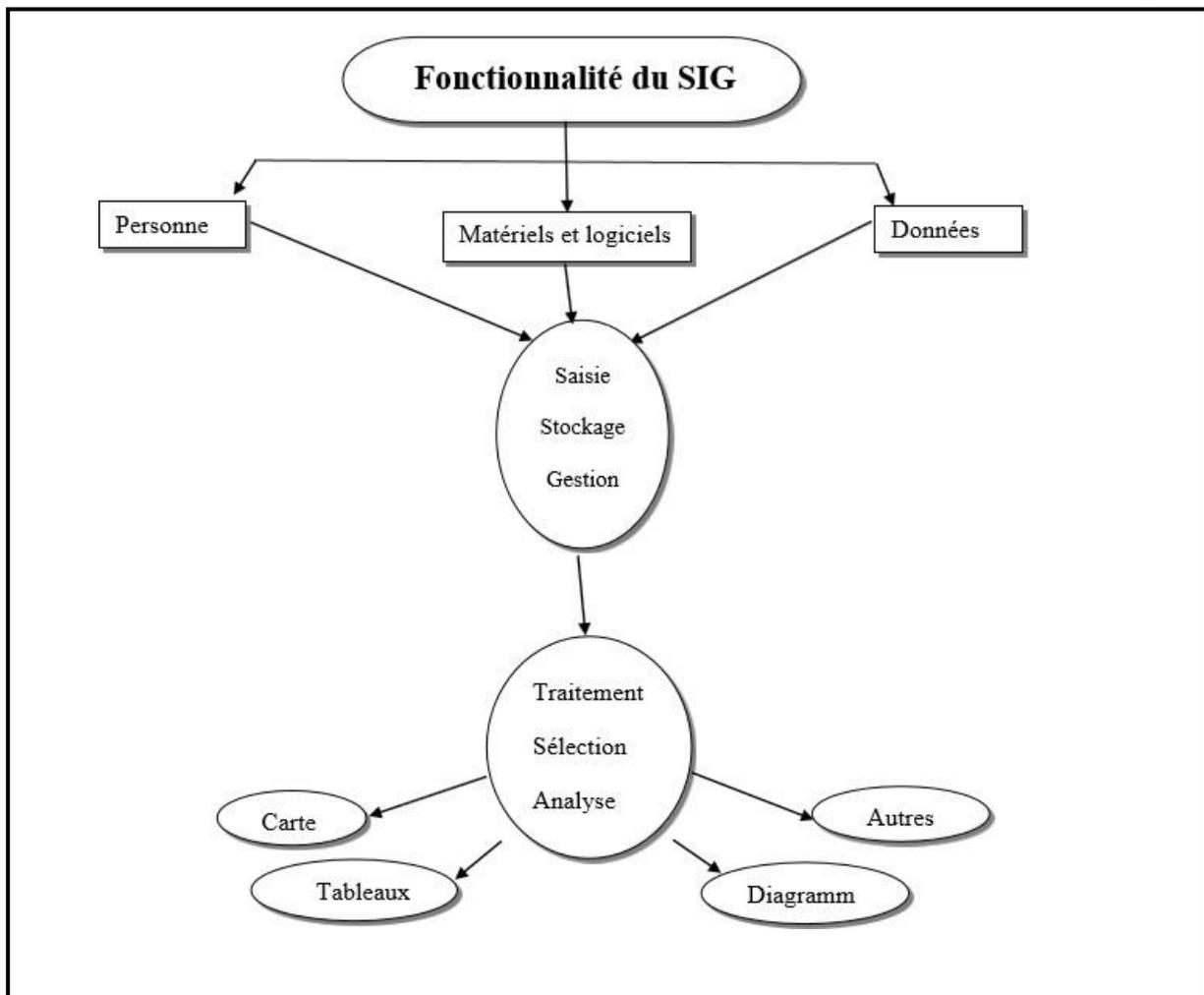


Figure VII. 2 : Organigramme d'utilisation d'un SIG

VII.2.4- Utilité des SIG [15]

- Le stockage sous forme numérique de gros volumes de données géographiques de manière centralisée et durable. Par rapport au papier ou aux microfiches, les supports informatiques actuels (disques durs, DVD rom.), assurent une meilleure conservation des données ;
- L'affichage et la consultation des données sur l'écran ;
- La superposition de plusieurs couches d'information ;
- L'assemblage des informations de différentes natures (topographique, environnementale, sociale, économique) ;
- La réalisation des recherches à partir de certains critères (qualitatifs et/ou quantitatifs) ;
- L'actualisation ou la modification des données sans avoir à recréer un document ;
- L'analyse des données en effectuant par exemple des calculs de surface ou de distance ;
- L'ajout ou l'extrait des données, de les transformer pour les mettre à disposition d'un prestataire (géomètre, architecte, gestionnaire de réseau) ;
- L'édition des plans et des cartes à la demande et en grand nombre à des coûts peu élevés.

VII.2.5- Elaboration d'un SIG :

Avant d'entreprendre la mise en place d'un SIG, il est primordial d'évaluer les besoins des futurs utilisateurs du système et c'est à partir de cette analyse que dépendra la structure de la base de données. Plusieurs opérateurs sont utilisés pour l'élaboration d'un SIG tel que : [15]

- Arc GIS;
- Auto CAD Map 3D;
- MapInfo.

Dans notre cas nous allons utiliser le logiciel MapInfo.

VII.2.6-Création de banque de données urbain

La généralisation de l'utilisation de la gestion informatique des réseaux d'AEP nécessite des plans cartographiques sur lesquels sont portés les éléments hydrauliques du réseau. Ces plans doivent être à jour d'une part et doivent être référencés d'autre part pour être traité par les systèmes d'informations géographiques. [16]

- La première étape pré requise à la gestion informatique consiste donc à disposer des plans cadastraux, mis à jour et référencés pour permettre une homogénéisation ultérieure des différents plans ;
- La deuxième étape consistera à numériser les plans existants en opérant par niveau d'information pour permettre toutes les manipulations possibles des objets graphiques une fois intégrés dans le cadre d'un système d'information géographique ;
- Evidemment, les données dites attributives, caractérisant les objets graphiques doivent faire l'objet d'une organisation en banque de données qui seront gérées par le SIG ;
- Des données de bases constituant les entrées à un modèle de calcul hydraulique de réseau peuvent être fournies par le système. (Côte, profondeur, diamètre, longueur et nature des conduites, pentes, ...etc.

VII.2.7-Avantage des SIG [16]

- Capacité et fiabilité de stockage ;
- Rapidité de restitution des données.
- Intégration et combinaison de données de sources différentes ;
- Facilité de mise à jour (outil de suivi) ;
- Possibilité d'analyser précisément les relations spatiales entre objets.

VII.2.8. Les principales contraintes de SIG [16]

- Manque de personnel spécialisé et compétent ;
- Coût élevé et problèmes techniques pour l'acquisition des données ;
- Non standardisation des formats de données ;
- Manque d'outil pour la gestion de temps.

VII.3- Présentation du logiciel Mapinfo

VII.3.1-Définition

Mapinfo est un système informatique de matériels, de logiciels et de processus conçu pour permettre : la collection, la gestion, la manipulation, l'analyse, la modélisation, l'affichage des données à référence spatiale, afin de résoudre des problèmes complexes d'aménagement et de gestion.[16]

VII.3.2-Interface de travail

L'environnement de travail MapInfo se présente comme suit :

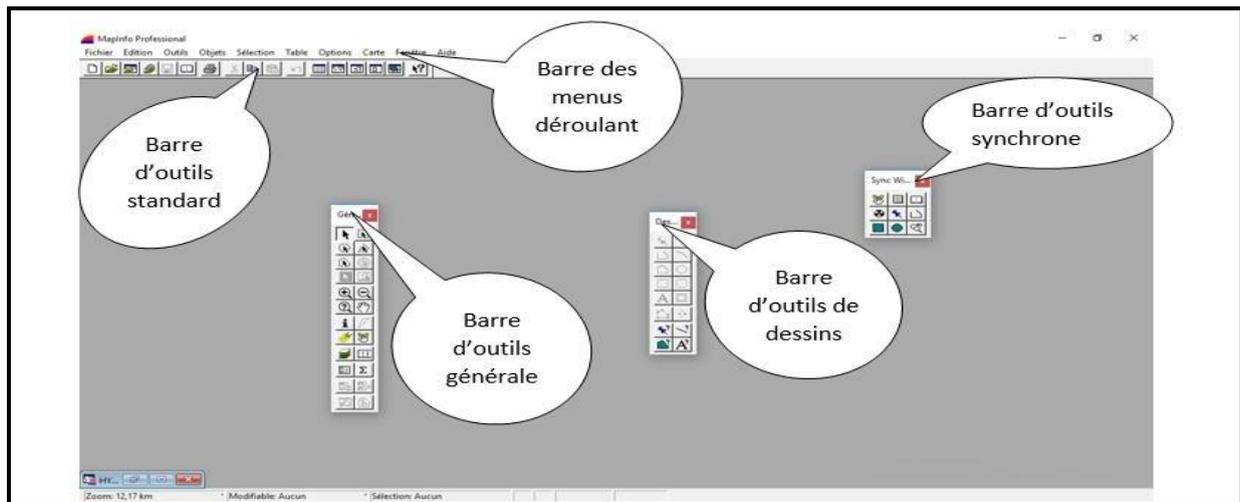


Figure VII. 3 : Interface de travail MapInfo

VII.4-Création du système d'information géographique des réseaux d'adduction et de distribution du village HAGUI

Pour la création de notre SIG nous allons représenter la chaîne d'adduction et le réseau de distribution séparément pour une meilleure précision.

VII.4.1-Préparation du fond de la carte

Après avoir extrait la carte du village HAGUI via Google Earth, nous allons caler l'image raster afin de l'intégrer dans la base de données. Les informations de calage sont stockées dans le fichier « .tab ».

- Nous avons noté sur la figure les points repères dont l'altitude et longitude.

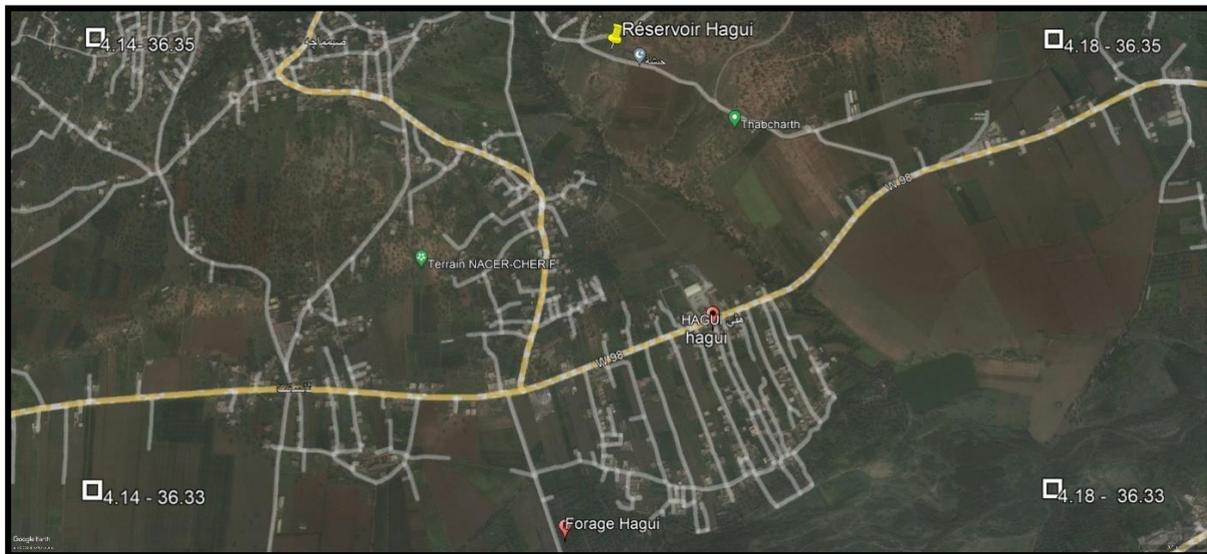


Photo VII. 1 : Raster Image du réseau AEP de la localité HAGUI

- Le calage est une étape nécessaire avant tout travail sous SIG, il sert à établir une relation entre les entités affichées sous le système d'information géographique et leur position dans le monde réel.

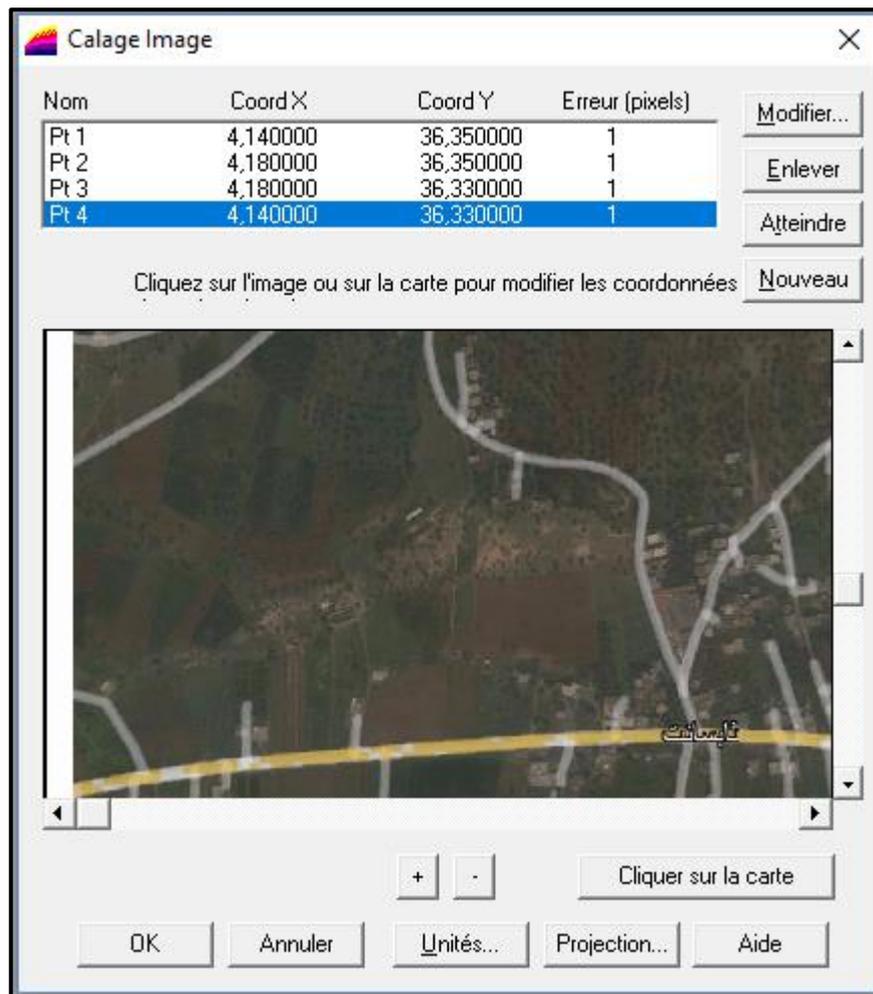


Figure VII.4 : Calage de l'image raster sur MapInfo

VII.4.2-Création des tables

L'objectif principal de la création et la personnalisation des tables est de permettre d'extraire des données à partir des fonds de cartes et d'effectuer le remplissage et l'enrichissement des fenêtres des données. [17]

Les structures des différentes tables sont les suivantes :

Structure de la table conduite :

- ID_Conduite ;
- Longueur_m ;
- Diamètre_mm ;
- Vitesse_m par s ;
- Types_matériau.

Structure de la table nœud :

- ID _ Nœud ;
- Altitude _ nœud _ m ;
- Pression _ m ;
- Longitude ;
- Latitude.

Structure de la table réservoir :

- ID _ Réservoir,
- Localisation ;
- Côte _ radié _ m ;
- Hauteur _ trop _ plein_ m ;
- Hauteur _ m ;
- Capacité _ m ;
- Longitude ;
- Latitude.

VII.4.3-La vectorisation du réseau AEP sur Mapinfo

La vectorisation de tous les objets graphiques du réseau en utilisant les outils de dessin du logiciel. Effectuer également tous les attributs des tronçons, nœuds, réservoirs. Les données attributaires décrivent des propriétés particulières des objets géographiques.[17]

➤ **VII.4.3.1-Vectorisation de la chaine d'adduction**

La vectorisation de la chaine d'adduction est représentée dans la photo VII.2



Photo VII. 2: Résultat de la vectorisation de la chaine d'adduction

TABLE_CONDUITE Données					
ID_Conduite	Longueur_m	Diamètre_m	Vitesse_m_par_	Types_matéria	
FR-RH	2 146,9	125	1,05	PEHD	

Figure VII. 5: Table de la conduite d'adduction

TABLE_RESERVOIR Données							
ID_Réservoir	Localisation	Côteur_radié_m	Hauteur_trop_pleir	Hauteur_m	Capacité_m	Longitude	Latitude
R_H	Hagui	393,5	2	4	450	4,16	36,35

Figure VII. 6: Tables des réservoirs

➤ VII.4.3.1-Vectorisation de la chaine de distribution

La vectorisation de la chaine de distribution est représentée dans Figure VII.6

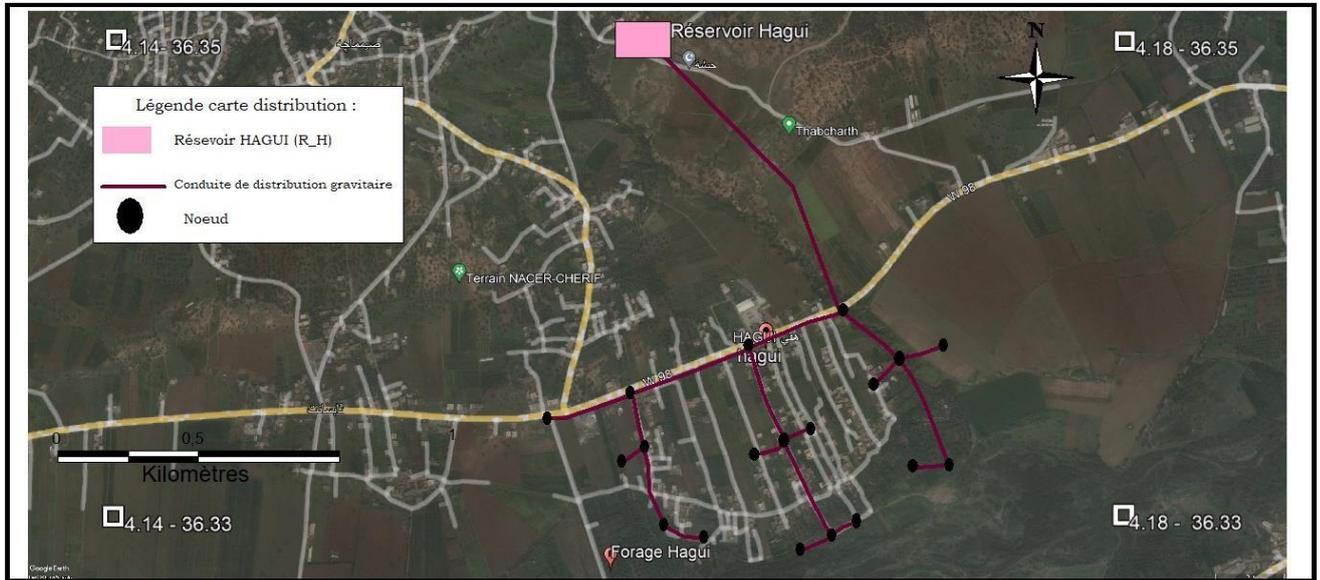


Photo VII. 3 : Résultat de la vectorisation de la chaine de distribution

TABLE_RESERVOIR Données							
ID_Réservoir	Localisation	Côte_radié_m	Hauteur_trop_pleir	Hauteur_m	Capacité_m	Longitude	Latitude
R_H	Hagui	393,5	2	4	450	4,16	36,35

Figure VII. 7: Table réservoir

MapInfo Professional - [TABLE_CONDUITE2 Données:2]

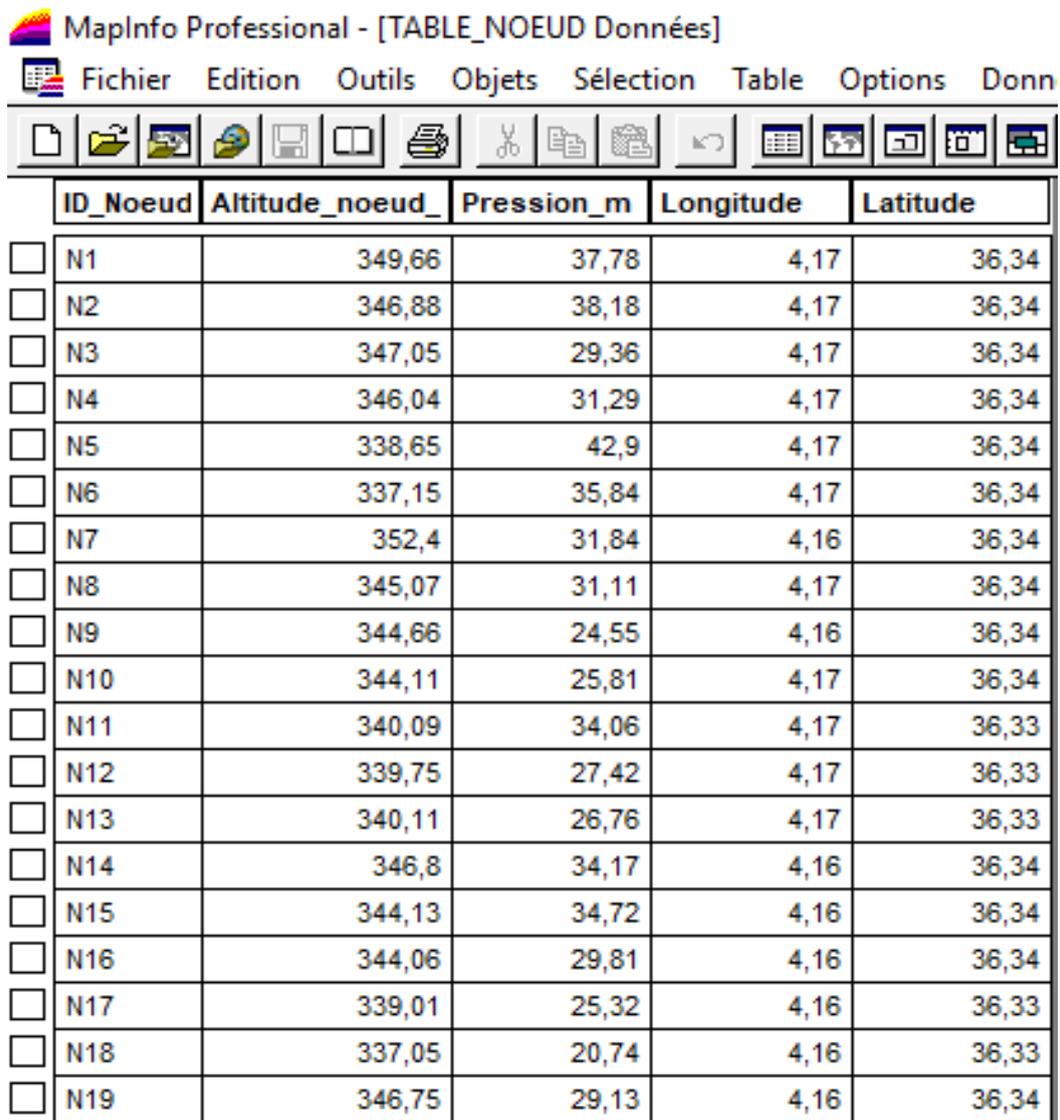
Fichier Edition Outils Objets Sélection Table Options Données Fenêtre Aide

ID_Conduite	Longueur_m	Diamètre_mr	Vitesse_m_par_	Perte_de_charge	Types_matériau
T1	760	176,2	1,02	10,6	PEHD
T2	190	96,8	0,76	12,52	PEHD
T3	145,6	28	0,81	59,42	PEHD
T4	140	28	0,78	55,26	PEHD
T5	294,25	66	0,59	11,96	PEHD
T6	145	28	0,81	58,98	PEHD
T7	254,75	141	0,97	12,57	PEHD
T8	240	79,2	1,15	33,57	PEHD
T9	135	28	0,75	51,66	PEHD
T10	130	28	0,72	48,17	PEHD
T11	240	79,2	0,55	8,48	PEHD
T12	135	28	0,75	51,66	PEHD
T13	137	28	0,76	53,09	PEHD
T14	372	110,2	0,69	8,79	PEHD
T15	170	79,2	0,67	12,44	PEHD
T16	120	28	0,67	41,53	PEHD
T17	230	44	1,12	63,15	PEHD
T18	132	28	0,74	49,55	PEHD
T19	200	37,6	0,62	25,45	PEHD

Figure VII. 8: Table des conduites

MapInfo Professional - [TABLE_NOEUD Données]

Fichier Edition Outils Objets Sélection Table Options Donn



	ID_Noeud	Altitude_noeud_	Pression_m	Longitude	Latitude
<input type="checkbox"/>	N1	349,66	37,78	4,17	36,34
<input type="checkbox"/>	N2	346,88	38,18	4,17	36,34
<input type="checkbox"/>	N3	347,05	29,36	4,17	36,34
<input type="checkbox"/>	N4	346,04	31,29	4,17	36,34
<input type="checkbox"/>	N5	338,65	42,9	4,17	36,34
<input type="checkbox"/>	N6	337,15	35,84	4,17	36,34
<input type="checkbox"/>	N7	352,4	31,84	4,16	36,34
<input type="checkbox"/>	N8	345,07	31,11	4,17	36,34
<input type="checkbox"/>	N9	344,66	24,55	4,16	36,34
<input type="checkbox"/>	N10	344,11	25,81	4,17	36,34
<input type="checkbox"/>	N11	340,09	34,06	4,17	36,33
<input type="checkbox"/>	N12	339,75	27,42	4,17	36,33
<input type="checkbox"/>	N13	340,11	26,76	4,17	36,33
<input type="checkbox"/>	N14	346,8	34,17	4,16	36,34
<input type="checkbox"/>	N15	344,13	34,72	4,16	36,34
<input type="checkbox"/>	N16	344,06	29,81	4,16	36,34
<input type="checkbox"/>	N17	339,01	25,32	4,16	36,33
<input type="checkbox"/>	N18	337,05	20,74	4,16	36,33
<input type="checkbox"/>	N19	346,75	29,13	4,16	36,34

Figure VII. 9 : Table des nœuds de jonction

- Une fois la vectorisation est achevée, on active l'icône information qu'il se trouve sur la barre d'outils général, et on pointe le curseur sur n'importe quel composant du réseau, une fenêtre d'information sera affichée contenant toutes les informations concernant l'objet que nous lui avons attribué précédemment.

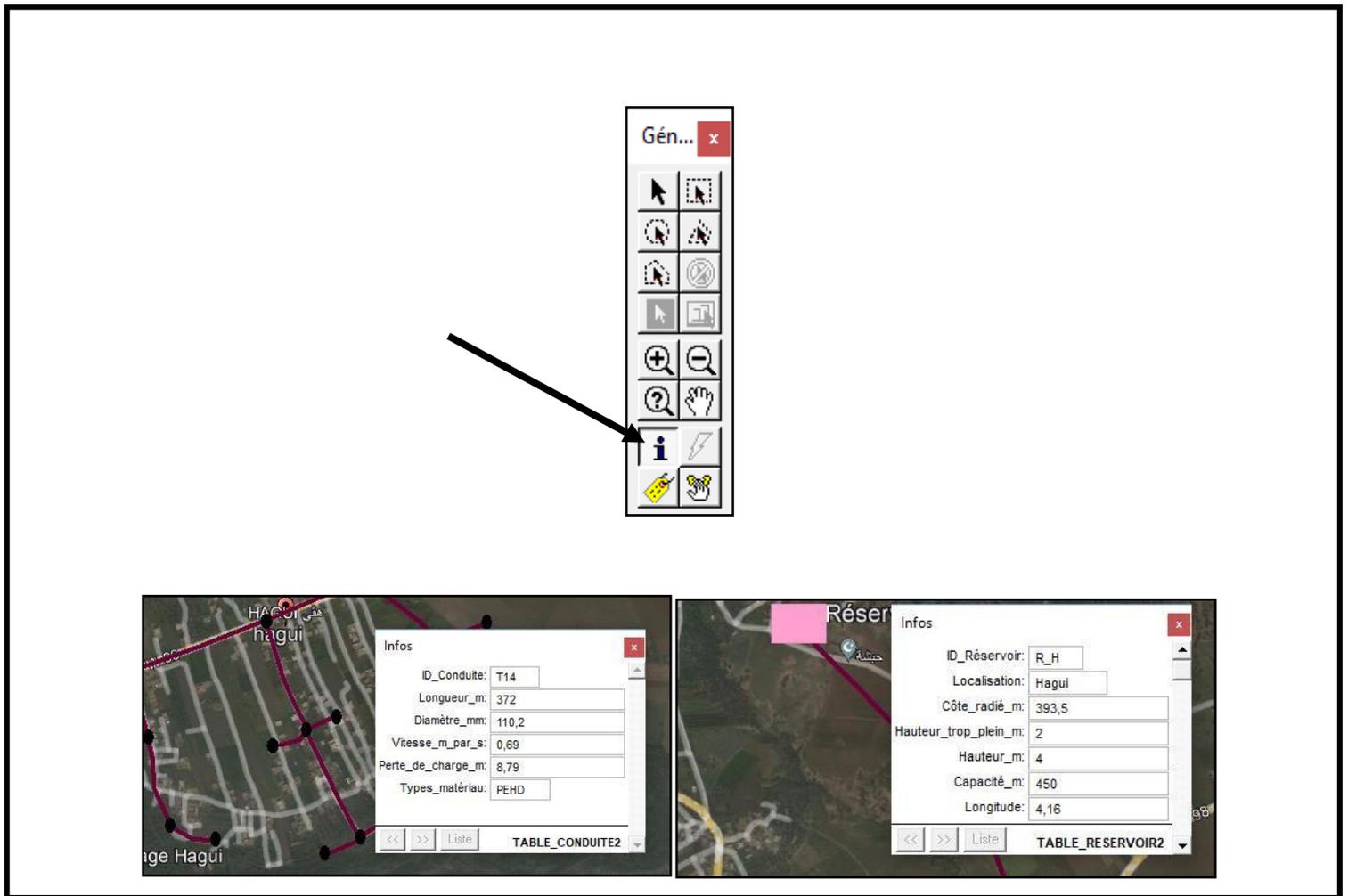


Figure VII. 10: Information attributaires des composants du réseaux

VII.5. La gestion du réseau d'alimentation en eau potable

La problématique des exploitants des réseaux d'AEP se pose en plusieurs aspects : croissance démographique rapide, une urbanisation mal contrôlée, réseaux et composants inconnus, un déficit de la ressource, une gestion administrative laborieuse et une consommation incontrôlée, il faut donc adopter des moyens modernes et efficaces.

L'objectif de la gestion d'un réseau d'AEP est d'assurer les fonctions de stockage, de distribution et de production. Et cela pour optimiser la consommation et minimiser les fuites dans le réseau. Différentes techniques ont été développées pour la gestion des réseaux par SIG.[17]

VII.5.1-Requêtes SQL

Une requête SQL dénommé SQL (**Structured Query Language**) est une opération d'interrogation de la base de données géographique. Il permet de réaliser des requêtes en se basant sur des commandes relevant des opérateurs de l'algèbre.[17]

La commande SQL, comprend les clauses **Select**, **From** et **Where**.

-Select (liste des attributs) : permet d'exprimer la projection sur la liste d'attributs.

-From (liste des tables) : permet de citer la liste des tables.

-Where (condition) : regroupe une ou plusieurs conditions, permettant d'exprimer l'objet de la restriction.

VII.5.1.1-Procédure d'utilisation de la sélection SQL

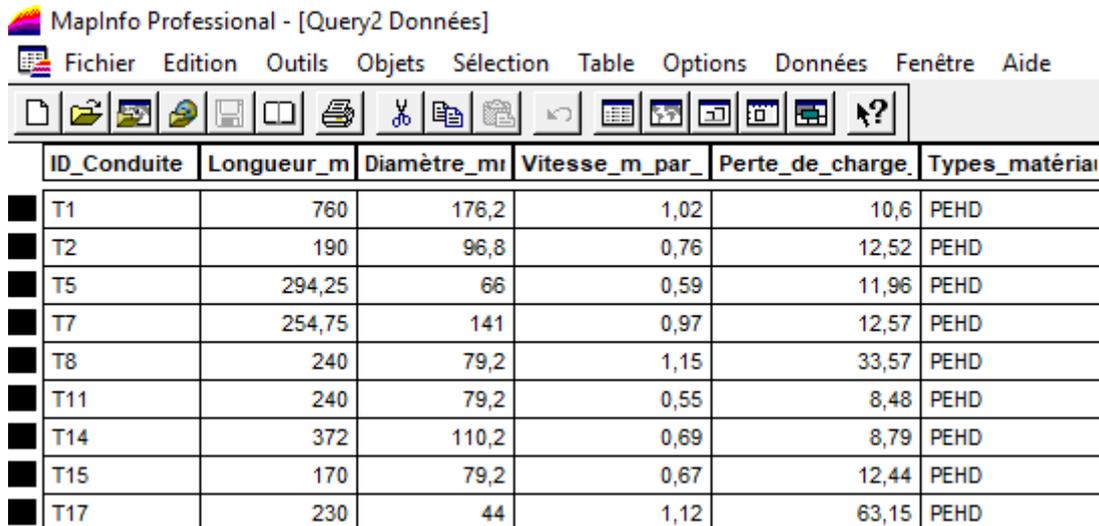
Pour effectuer une sélection par SQL, on clique sur la fenêtre sélection puis opter pour sélection SQL et une nouvelle fenêtre apparait. On choisit la table sur laquelle s'effectuera le traitement avec les critères désiré à entreprendre.

Dans notre cas, le critère de sélection imposé à la table conduite du réseau de distribution d'eau «Diamètre_mm» ≥ 44 . Nous avons obtenu ainsi, les résultats illustrés dans la figure ci-dessus.

The image shows a software dialog box titled "Sélection SQL". It has a close button (X) in the top right corner. The dialog is divided into several sections:

- Colonnes:** A text box containing the asterisk symbol (*).
- Tables:** A text box containing "TABLE CONDUITE2".
- Critères:** A text box containing "Diamètre_mm >= 44".
- Grouper par Colonnes:** An empty text box.
- Trier par Colonnes:** An empty text box.
- Résultat dans Table:** A text box containing "Selection".
- Options:** A checked checkbox labeled "Afficher les données résultat".
- Buttons:** A row of five buttons: "OK", "Annuler", "Effacer", "Vérifier", and "Aide".
- Right Panel:** A vertical stack of five dropdown menus: "Tables", "Colonnes", "Opérateurs", "Agréger", and "Fonctions", each with a downward arrow icon.
- Bottom Right Buttons:** Two buttons: "Sauver Modèle" and "Charger Modèle".

Figure VII. 11: Exemple d'une requête SQL



MapInfo Professional - [Query2 Données]

Fichier Edition Outils Objets Sélection Table Options Données Fenêtre Aide

ID_Conduite	Longueur_m	Diamètre_m	Vitesse_m_par_s	Perte_de_charge	Types_matériau
T1	760	176,2	1,02	10,6	PEHD
T2	190	96,8	0,76	12,52	PEHD
T5	294,25	66	0,59	11,96	PEHD
T7	254,75	141	0,97	12,57	PEHD
T8	240	79,2	1,15	33,57	PEHD
T11	240	79,2	0,55	8,48	PEHD
T14	372	110,2	0,69	8,79	PEHD
T15	170	79,2	0,67	12,44	PEHD
T17	230	44	1,12	63,15	PEHD

Figure VII. 12: Résultats d'une requête SQL

VII.5.2-Analyse thématique

L'analyse thématique permet de conjuguer entre les données spatiales et attributaires, en faisant apparaître sur la fenêtre carte les statistiques ou autres des données enregistrées dans la fenêtre de données.[17]

On doit suivre ces trois (3) étapes :

1. S'assurer que le tableau de la fenêtre de données est rempli en suivant les mêmes procédures énumérées dans le chapitre précédent.
2. Aller à la fenêtre carte, puis choisir "Analyse thématique".
3. Cliquer sur "Analyse thématique", une nouvelle fenêtre apparaît.

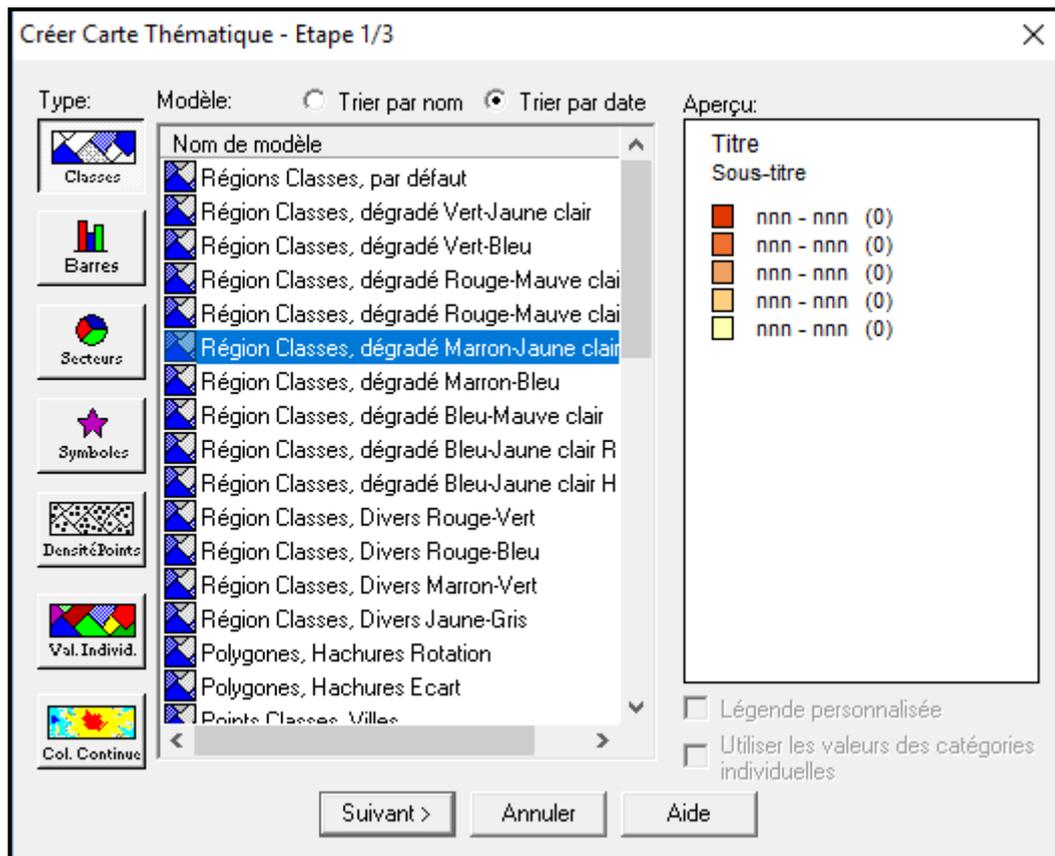


Figure VII. 13 : Choix de type de légende

Ensuite, on choisit le type et le modèle à représenter, ensuite on clique sur ‘suivant’ et une nouvelle fenêtre apparaît :



Figure VII. 14 : Choix de la table et de la variable

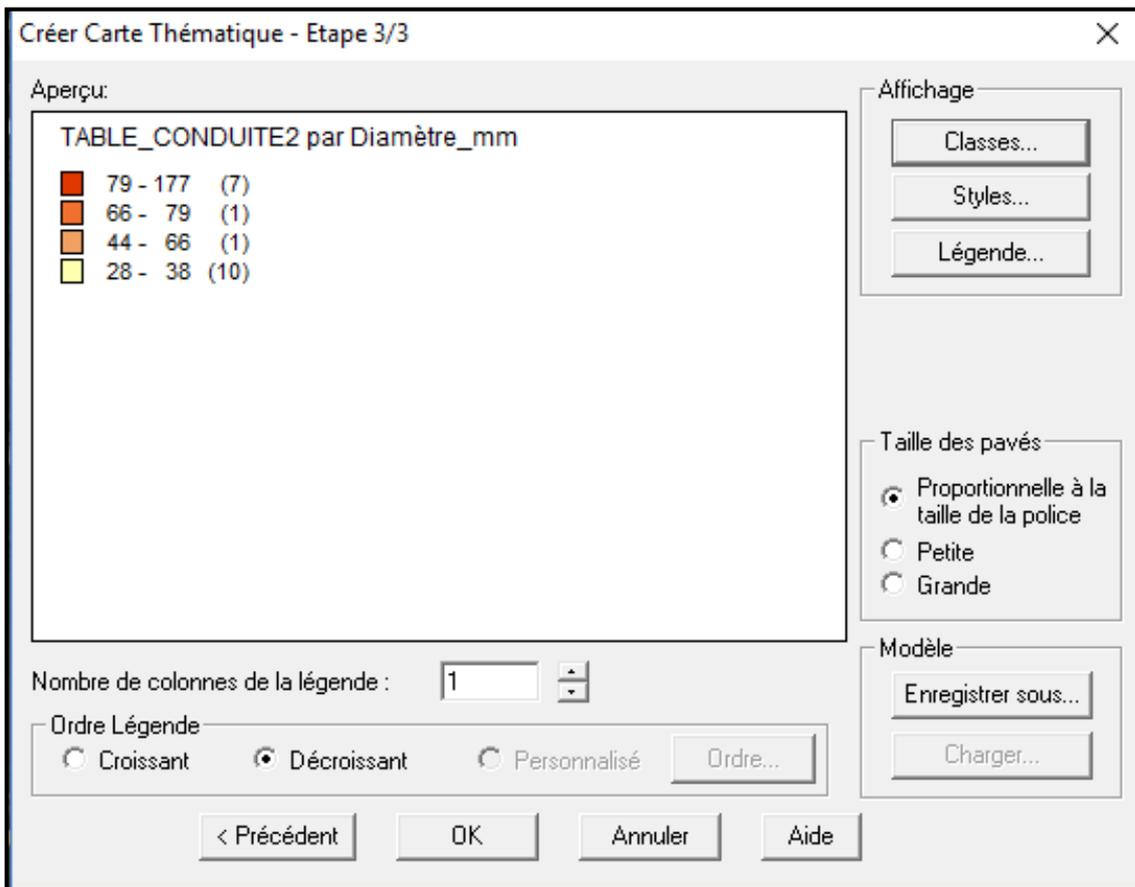


Figure VII. 15: Carte thématique (Visualisation)

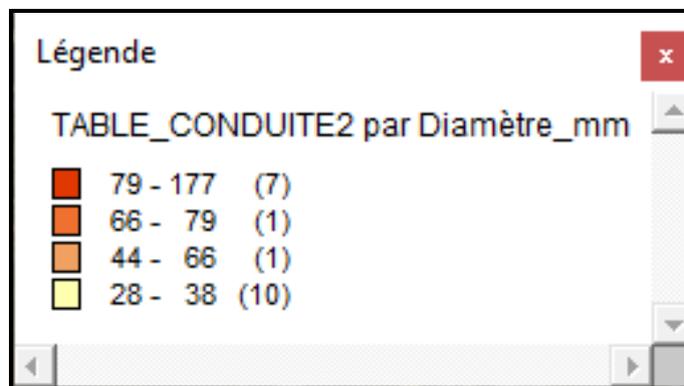


Figure VII. 16: Légende de la carte thématique



Figure VII. 17 : Réseau de distribution après l'analyse thématique

VII.6-Conclusion :

En se servant du logiciel MapInfo, qui est un outil puissant dans l'élaboration des systèmes d'informations, nous avons créé une banque de données, renfermant toutes les informations ayant trait à notre réseau.

Nous avons entamé la modélisation de l'information géographique après avoir dimensionner le réseau d'une part et la création du support topographique de l'autre part.

Nous avons également effectué les requêtes SQL, et une analyse thématique, pour pouvoir entamer toutes démarches de conception et de gestion du réseau.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

Dans ce modeste travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable et élaboration d'un système d'information géographique (SIG). Ceci dans le but de satisfaire les besoins en eau du village HAGUI de la commune d'ADJIBA wilaya de BOUIRA.

Après avoir estimé les différents besoins en eau à l'horizon 2052, nous avons constaté que ces besoins à long terme sont de $1180.6 \text{ m}^3/\text{j}$.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés afin d'assurer la continuité du stockage et les résultats obtenus indiquent que le réservoir existant R_h n'est pas suffisant pour répondre aux besoins futurs de la population. Alors nous avons projeté un réservoir d'une capacité de 150 m^3 qui sera joint au réservoir existant, d'une capacité de 300 m^3 .

Concernant le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement, avec une longueur de 2146.9 m , nous avons choisi le diamètre le plus économique qui est de 125 mm avec une vitesse acceptable de 1.05 m/s , et nous avons opté pour le PEHD comme matière.

Ensuite, pour le réseau de distribution, le dimensionnement a été établi par le logiciel EPANET, nous avons choisi un réseau de type ramifié, avec un linéaire de 4150.6 m et de 19 tronçons, et notre choix est de porter des conduites en PEHD PN10. Quant aux vitesses, elles sont acceptables pour tous les tronçons.

Une vérification du risque d'apparition du coup de bélier a été faite. Aucun risque contre ce phénomène n'a été trouvé.

Par la suite, en utilisant le logiciel MapInfo, nous avons intégré tous les résultats obtenus dans la banque de données du SIG, ainsi que ce dernier permet d'établir les cartes numériques interactives, et effectué les requêtes SQL, et une analyse thématique, pour entamer toutes démarches de conception et de gestion du réseau.

Enfin, nous espérons dans ce modeste travail, nous avons pu atteindre les objectifs fixés au départ, et qu'il puisse servir les futurs étudiants dans la réalisation de leurs projets.

Référence bibliographique

Référence bibliographique

- [1] **Données** : Données recueillies auprès du services d'APC de la commune d'Adjiba, daïra de Bechloul, wilaya de Bouira (2022).
- [2] **Bureau d'étude ZERGOUNI.S.**
- [3] **BOUCHEFRA.A, BENSOUILAH.A** : Renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de Chahna, daïra de Taher, wilaya de jijel, Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaïa, 2021.
- [4] **MEDDOUR.A, MEDINI.A** : Etude AEP des deux villages « Taouirirt et Bounaim » de la commune de Benidjlil, wilaya de Bejaïa, Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaïa, 2021.
- [5] **BOUCHAMA.D, ABBASSI.M** : Etude du réseau d'alimentation en eau potable du village Beni-Metrane, commune de Taher, wilaya de jijel, Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaïa,2021.
- [6] **BONNIN J.** : « Hydraulique urbaine », Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977.
- [7] **NAITIDIR.J, HAMADI.M** : Etude d'alimentation en eau potable du village Tadert, commune Azazga, W.Tiziouzou, , Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaïa,2021.
- [8] **DUPONT, A** : « Hydraulique urbaine ».Tome II Edition EYROLLES, Paris 1979.
- [9] **ATMANI.A, ALIANE.M** : Alimentation en eau potable de la commune de Chemini, wilaya de Bejaïa, Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaïa,2019.
- [10] **HAMADENE.G, FEDILA.D** : Etude du réseau d'AEP des villages Boumellal, Takorabt et Tihouna, commune de Chemini, wilaya de Bejaïa, Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaïa,, 2021.
- [11] **CARLIER, M.** : Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLES, 1980.
- [12] **BERREKSI,A.Hydraulique3** : Polycopié de cours <https://elearning.univ-bejaia.dz/mod/resource/view.php?id=46556>.Université de Bejaïa, 2015.
- [13] **GOMELLA C., GUERREE H.** : Distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance, Edition Eyrolles, paris ,1977.
- [14] **Manuel d'utilisation du logiciel EPANET** : Fournit avec le CD d'installation.
- [15] **GHELLAF.H, HAMMACHE.H** : Etude d'alimentation en eau potable de la commune d'Ait R'zine (wilaya de Bejaïa) a partir du barrage Tichy-Haff, Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaïa, .

[16] AYACHE.M, BELAIDI.R : Diagnostic, étude et élaboration d'un système d'information géographique, du réseau d'alimentation en eau potable du village Ait Attik, commune de Derguina, wilaya de Bejaia, Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaia, 2021.

[17] SAOU.A : « Cours pratique sous MapInfo aux systèmes d'information géographique (SIG) ».

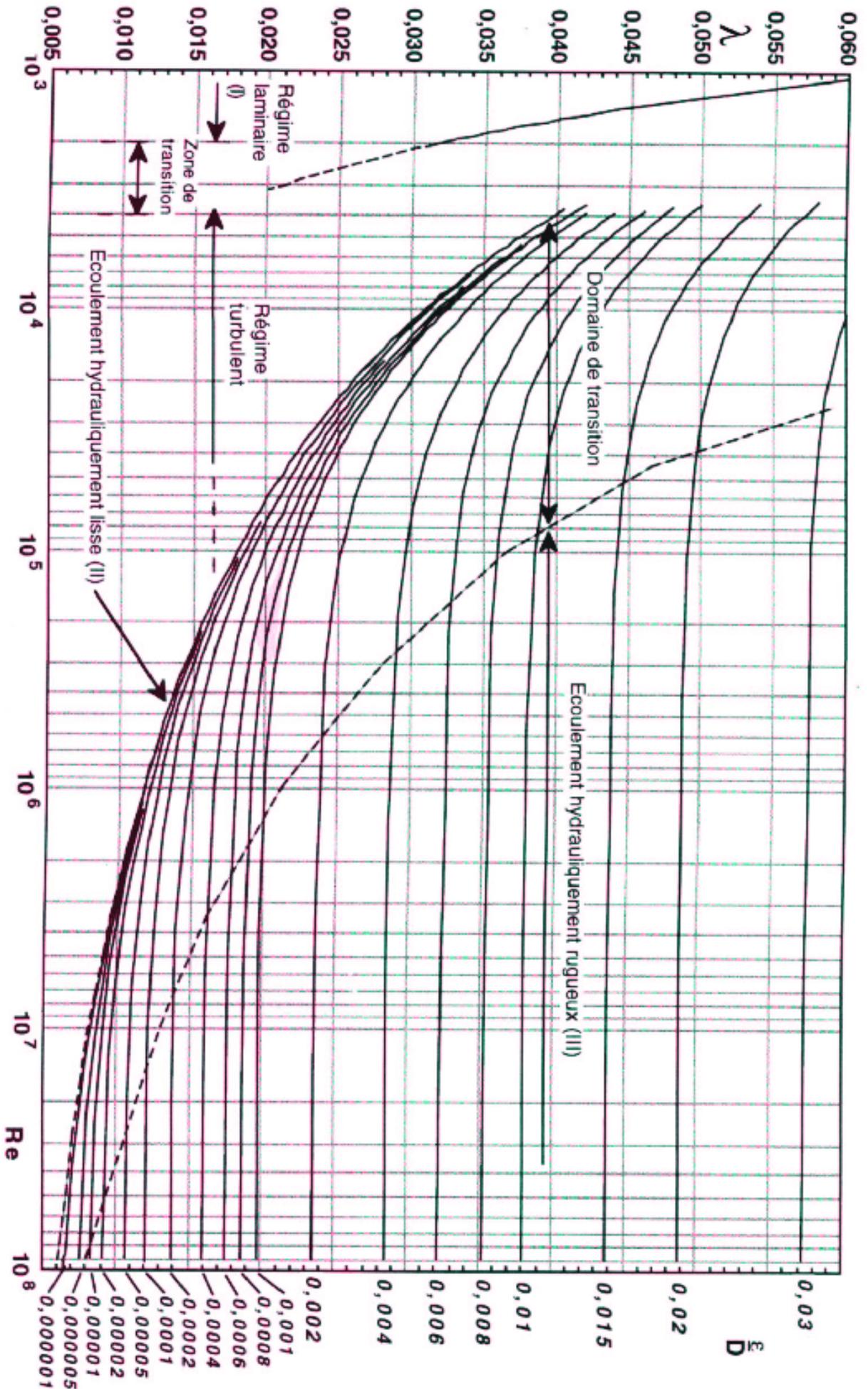
[18] BOURAGBI.H : Contribution à l'étude du phénomène du coup de bélier, ENSH, juin 2016.

Annexes

Annexe 1: Régime de consommation des agglomérations.

Heures	Coefficient de variation maximal horaire de la consommation ($K_{\max, h}$)											
	1.2	1.25	1.3	1.35	1.4	1.45	1.5	1.7	1.8	1.9	2	2.5
0-1	3.5	3.35	3.2	3	2.5	2	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
1-2	3.45	3.35	3.25	3.2	2.65	2.1	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
2-3	3.45	3.3	2.9	2.5	2.2	1.85	1.5	1	0.9	0.85	1	1.2
3-4	3.4	3.2	2.9	2.6	2.25	1.9	1.5	1	1	1	1	1.2
4-5	3.4	3.25	3.35	3.5	3.2	2.85	2.5	2	1.35	2.7	3	3.5
5-6	3.55	3.4	3.75	4.1	3.9	3.7	3.5	3	3.85	4.7	5.5	3.5
6-7	4	3.85	4.15	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.2	5.35	5.5	4.5
7-8	4.4	4.45	4.55	4.9	5.1	5.3	5.5	6.5	6.2	5.85	5.5	10.2
8-9	5	5.2	5.05	4.9	5.35	5.8	6.25	6.5	5.5	4.5	3.5	8.8
9-10	4.8	5.05	5.4	5.6	5.85	6.05	6.25	5.5	5.85	4.2	3.5	6.5
10-11	4.7	4.85	4.85	4.9	5.35	5.8	6.25	4.5	5	5.5	6	4.1
11-12	4.55	4.6	4.6	4.7	5.25	5.7	6.25	5.5	6.5	7.5	8.5	4.1
12-13	4.55	4.6	4.5	4.4	4.6	4.8	5	7	7.5	7.9	8.5	3.5
13-14	4.55	4.55	4.3	4.1	4.4	4.7	5	7	6.7	6.35	6	3.5
14-15	4.6	4.75	4.4	4.1	4.6	5.05	5.5	5.5	5.35	5.2	5	4.7
15-16	4.6	4.7	4.55	4.4	4.6	5.3	6	4.5	4.65	4.8	5	6.2
16-17	4.6	4.65	4.5	4.3	4.9	5.45	6	5	4.5	4	3.5	10.4
17-18	4.3	4.35	4.25	4.1	4.6	5.05	5.5	6.5	5.5	4.5	3.5	9.4
18-19	4.35	4.4	4.25	4.5	4.7	4.85	5	6.5	6.3	6.2	6	7.3
19-20	4.25	4.3	4.4	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.35	5.7	6	1.6
20-21	4.25	4.3	4.4	4.5	4.4	4.2	4	4.5	5	5.5	6	1.6
21-22	4.15	4.2	4.5	4.8	4.2	3.6	3	3	3	3	3	1
22-23	3.9	3.75	4.2	4.6	3.7	2.85	2	2	2	2	2	0.6
23-24	3.8	3.7	3.5	3.3	2.7	2.1	1.5	1	1	1	1	0.6

Annexe 2 : Diagramme de MOODY.



Résumé :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons établi les différentes étapes nécessaires à l'étude d'alimentation en eau potable et l'élaboration d'un système d'information géographique du village HAGUI, qui se trouve à la commune d'ADJIBA, la Wilaya de Bouira. Nous avons commencé par la collecte du maximum d'informations sur la zone d'étude. Ensuite, nous avons calculé et estimé ses besoins futurs en eau. Après, on a vérifié la capacité du réservoir existant et projeté un autre réservoir, suivis d'une étude technico-économique pour choisir le diamètre approprié de la conduite d'adduction. Ensuite, nous avons conçu et dimensionné notre réseau de distribution à l'aide de logiciel de simulation EPANET. Avec une vérification du phénomène du coup bélier. Enfin, nous avons terminé par l'élaboration du système d'information géographique servant de base de données pour optimiser la gestion intelligente du réseau.

Mots clés : Eau potable, réservoir, adduction, distribution, EPANET, coup de bélier, système d'information géographique.

ملخص

في مشروع نهاية الدراسة هذا، قمنا بإتمام مختلف المراحل اللازمة لدراسة إمدادات مياه الشرب وتطوير نظام المعلومات الجغرافية لقرية حقي الواقعة في بلدية العجبية في ولاية البويرة. قمنا بجمع أقصى قدر من المعلومات عن المنطقة، بعدها قمنا بحساب وتقييم الاحتياجات المائية على المدى البعيد. بعد ذلك، تم فحص سعة الخزان الحالي وتم التخطيط لخزان آخر. تليها دراسة فنية واقتصادية لاختيار القطر المناسب لأنبوب النقل. وبعدها، قمنا بتصميم شبكة التوزيع الخاصة بنا وتحديد حجمها باستخدام برنامج محاكاة مناسب، مع التحقق من ظاهرة المطرقة المائية. وفي الأخير، قمنا بتطوير نظام المعلومات الجغرافية الذي يعمل كقاعدة بيانات لتحسين الإدارة الذكية للشبكة.

الكلمات المفتاحية مياه الشرب، الخزان، المطرقة المائية، أنبوب، نظام معلومات جغرافية.

Abstract :

As part of this end-of-study project, we have established the various stages necessary for the study of drinking water supply and the development of a geographical information system for the village HAGUI, which is located at the municipality of ADJIBA, of Bouira. We started by collecting as much information as possible about the study area. Then, we calculated and estimated its future water needs. Afterwards, the capacity of the existing reservoir was checked and another reservoir was planned, followed by a technical and economic study to choose the appropriate diameter of the conveyance pipe. Then, we designed and sized our distribution network using EPANET simulation software. With a verification of the water hammer phenomenon. Finally, we ended with the development of the geographic information system serving as a database to optimize the intelligent management of the network.

Keywords: Drinking water, reservoir, adduction, distribution, EPANET, water hammer, geographic information system.