

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université A. Mira de Bejaia  
Faculté de la Technologie  
Département d'hydraulique

## Mémoire de Fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique

Option : Hydraulique Urbaine

Thème

---

Etude et élaboration d'un système d'information géographique du réseau d'alimentation en eau potable des zones éparses d'Ighil Ali à partir du barrage Tichy-Haf

---

Réalisé par

*M<sup>lle</sup>* MOUNA WAHIBA  
M. OUBTAT YASSINE

Soutenu le 29/9/2022 devant le jury composé de

Nom et Prénom	Établissement
Mr.BENDADOUCHE.H	Université de Bejaia Président
Mr.MERAH.F	Université de Bejaia Examineur
Mr.SAOU.A	Université de Bejaia Encadrant

Année Universitaire : 2021 - 2022

# *Remerciements*

*En premier lieu, nous remercions Dieu le tout-puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience pour mener à bien ce modeste travail.*

*Nous avons l'honneur et le plaisir de présenter notre profonde gratitude et sincère remerciement à notre encadreur Mr SAOU A. Pour son orientation et son temps qu'il nous a accordé pour notre encadrement.*

*Nous remercions également les membres de jury pour avoir accepté de lire et de juger notre modeste travail.*

*À tous les enseignants du département d'hydraulique qui ont fait de leurs mieux pour former les futurs cadres que nous somme.*

*Nous remercions toutes les personnes qui nous ont aidé de près ou de loin.*

*MERCI.*

## *Dédicaces*

*Je remercie Dieu qui m'a donné la volonté pour pouvoir réaliser ce modeste mémoire .*

*Je dédie ce travail :*

*À mon cher père pour son aide et son soutien et sa patience.*

*À ma chère mère à qui je témoigne mon éternelle reconnaissance.*

*Cette aventure n'aurait certainement pas existé sans vous !*

*Que Dieu vous protège et vous prête bonne santé et longue vie.*

*À mes chers frères et mes adorables sœurs et à toute ma grande famille.*

*À tous mes amis et collègues surtout : Fahima Bahia, Magdouda, Kamilia, Wissam et Kahina.*

*À mon binôme et sa famille.*

*Pour toutes les âmes qui nous manquent.*

*À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Merci d'être toujours là pour moi.*

**WAHIBA**

# *Dédicaces*

*Je dédie ce Modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à : Mes très chers parents à qui je dois tout, je profite de les remercier pour leur encouragement, leur aide, le soutien qu'ils m'ont apporté et le sacrifice qu'ils ont fait pour moi, afin d'atteindre mon objectif; ainsi leur éducation qui est la monnaie courante dans ma vie, que Dieu les protège et les entoures de sa bénédiction.*

*Dédicace à :*

- *Mon frère : Hamza afin d'accomplir ce travail.*
- *Ma soeur : Cilia*
- *Ma binôme Wahiba et sa famille.*
- *Tous mes amis (es) sans exception.*
- *Tous les étudiants du département d'hydraulique en particulier notre promotion.*

**YASSINE**

# Sommaire

Sommaire	I
Table des figures	VIII
Liste des tableaux	VIII
Liste des symboles	XI
Introduction générale	1
<b>I Présentation du site</b>	<b>3</b>
I.1 Introduction . . . . .	3
I.2 La commune D'Ighil Ali . . . . .	3
I.2.1 Situation géographique . . . . .	3
I.2.2 Situation topographique . . . . .	4
I.2.3 Situation climatique . . . . .	4
I.2.4 Situation hydraulique . . . . .	5
I.2.4.1 La pénurie en eau . . . . .	5
I.2.4.2 Ressources en eau . . . . .	5
I.2.4.3 Systèmes d'alimentation en eau potable . . . . .	5
I.2.4.4 Ouvrage de stockage . . . . .	6
I.3 Conclusion . . . . .	6
<b>II Estimation des besoins</b>	<b>7</b>
II.1 Introduction . . . . .	7
II.2 Estimation des besoins en eaux . . . . .	7
II.2.1 Population . . . . .	8
II.2.2 Choix du taux d'accroissement . . . . .	8
II.2.3 Estimation de la population future à différents horizons . . . . .	8
II.2.4 Estimation des besoins en eau des différents usagers . . . . .	10
II.2.4.1 Besoins domestiques . . . . .	10
II.2.4.2 Besoins scolaires . . . . .	12

II.2.4.3	Besoins culturels . . . . .	13
II.2.4.4	Besoins des lieux de culte . . . . .	14
II.2.4.5	Besoins sanitaires . . . . .	15
II.2.4.6	Besoins industriels . . . . .	15
II.2.5	Les différents besoins en eau à différents horizons . . . . .	16
II.2.6	Majoration de la consommation moyenne journalière . . . . .	17
II.2.7	Détermination de la consommation maximale et minimale journalière . . . . .	19
II.2.8	Variation du débit horaire . . . . .	20
II.2.9	Bilan des ressources . . . . .	23
II.3	Conclusion . . . . .	24
<b>III</b>	<b>Adduction</b>	<b>25</b>
III.1	Introduction . . . . .	25
III.2	Type d'adduction . . . . .	25
III.2.1	Adduction gravitaire . . . . .	25
III.2.2	Adduction par refoulement . . . . .	25
III.2.3	Adduction mixte . . . . .	25
III.3	Choix de tracé . . . . .	26
III.4	Choix du type des conduites . . . . .	26
III.5	Détermination des diamètres de conduite . . . . .	27
III.5.1	Calcul du diamètre . . . . .	27
III.5.2	Calcul de la vitesse . . . . .	28
III.5.3	Calcul de la perte de charge . . . . .	28
III.5.4	Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (Hmt) . . . . .	30
III.5.5	La puissance absorbée par la pompe . . . . .	30
III.5.6	L'énergie annuelle consommée par la pompe . . . . .	30
III.5.7	Frais d'exploitation . . . . .	31
III.5.8	Frais d'amortissement . . . . .	31
III.5.9	Calcul du bilan . . . . .	31
III.6	Calcul des diamètres pour les différents tronçons . . . . .	32
III.6.1	Calcul du tronçon source N1 (p – DJAFRA) –N86 . . . . .	32
III.6.2	Tronçon N86-N274 . . . . .	32
III.6.3	Tronçon N274-N280 (P-TAZLA) . . . . .	33
III.6.4	Tronçon N280 (P-TAZLA) R- TAZLADonnées : . . . . .	33
III.6.5	Tronçon N280 –N523 . . . . .	34
III.6.6	Tronçon N523-N1718 (P-BONI) . . . . .	34
III.6.7	Tronçon N718-(R-BONI) . . . . .	35
III.6.8	Tronçon N718-N743 (P-KALAA) . . . . .	36
III.7	Conclusion . . . . .	36
<b>IV</b>	<b>Réservoirs</b>	<b>37</b>
IV.1	Introduction . . . . .	37
IV.2	Définition . . . . .	37

IV.3	Principales fonctions d'un réservoir . . . . .	37
IV.4	Emplacement des réservoirs . . . . .	38
IV.5	Classification des réservoirs . . . . .	38
IV.6	Les exigences principales à satisfaire par les réservoirs . . . . .	39
IV.6.1	La durabilité . . . . .	39
IV.6.2	Etanchéité . . . . .	39
IV.6.3	Résistance . . . . .	39
IV.6.4	Entretien de l'ouvrage . . . . .	39
IV.7	Equipements des réservoirs . . . . .	39
IV.7.1	Conduite d'adduction : . . . . .	39
IV.7.2	Conduite de distribution : . . . . .	40
IV.7.3	Conduite de trop plein . . . . .	40
IV.7.4	Conduite de vidange . . . . .	41
IV.7.5	Conduite de by-pass . . . . .	41
IV.7.6	Matérialisation de la réserve d'incendie . . . . .	41
IV.8	Capacité du réservoir . . . . .	43
IV.8.1	Méthode analytique . . . . .	43
IV.8.1.1	Détermination de la valeur de « P% » . . . . .	43
IV.8.2	Méthode graphique . . . . .	43
IV.8.3	Calcul du volume total de réservoir . . . . .	44
IV.9	Dimensionnement des réservoirs . . . . .	44
IV.9.1	La capacité du réservoir de (P – DJAFRA) . . . . .	44
IV.9.2	Dimensionnement du réservoir Tazla . . . . .	44
IV.9.3	Dimensionnement du réservoir Boni . . . . .	46
IV.10	Conclusion . . . . .	47
<b>V</b>	<b>Protection des conduites contre le coup de Bélier</b>	<b>48</b>
V.1	Introduction . . . . .	48
V.2	Définition du coup de bélier . . . . .	48
V.3	Causes fréquentes du coup de bélier . . . . .	49
V.4	Moyens de protection contre le coup de bélier . . . . .	49
V.5	Etude du coup de bélier . . . . .	49
V.5.1	Détermination de la célérité de l'onde . . . . .	49
V.5.2	Détermination de la valeur de surpression et de dépression . . . . .	50
V.6	Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons . . . . .	52
V.6.1	Calcul du coup de bélier pour les tronçons gravitaires . . . . .	52
V.7	Conclusion . . . . .	53
<b>VI</b>	<b>Distribution</b>	<b>54</b>
VI.1	Introduction . . . . .	54
VI.2	Types de réseaux . . . . .	54
VI.2.1	Le réseau ramifié . . . . .	54
VI.2.2	Le réseau maillé . . . . .	55

VI.2.3	Le Réseau étagé . . . . .	56
VI.2.4	Le réseau mixte . . . . .	56
VI.3	Choix du réseau à adopter . . . . .	56
VI.3.1	Matériaux à utiliser . . . . .	56
VI.3.2	Conception d'un réseau . . . . .	56
VI.4	Calcul hydraulique du réseau de distribution . . . . .	57
VI.4.1	Déterminer les débits du réseau . . . . .	57
VI.4.1.1	Débit de pointe . . . . .	57
VI.4.1.2	Débit spécifique . . . . .	57
VI.4.1.3	Débits en route . . . . .	57
VI.4.2	Débits aux nœuds . . . . .	58
VI.4.3	Calcul des pertes de charge . . . . .	58
VI.4.3.1	Pertes de charge linéaire . . . . .	58
VI.4.3.2	Pertes de charges singulières . . . . .	59
VI.4.4	Calcul des pressions de service du réseau (au sol) . . . . .	59
VI.5	Dimensionnement du réseau . . . . .	59
VI.5.1	Réseau de BONI . . . . .	59
VI.5.1.1	Débits en route . . . . .	60
VI.5.1.2	Débits aux nœuds . . . . .	60
VI.6	Calcul du réseau par logiciel EPANET . . . . .	61
VI.6.1	Les Etapes de l'utilisation d'EPANET . . . . .	61
VI.6.2	Les résultats de la simulation . . . . .	61
VI.7	Conclusion . . . . .	63
<b>VII</b>	<b>Système d'information géographique(SIG)</b>	<b>64</b>
VII.1	Introduction . . . . .	64
VII.2	Présentation du système d'information géographique SIG . . . . .	64
VII.2.1	Système d'information géographique . . . . .	64
VII.2.2	Composantes d'un SIG . . . . .	65
VII.2.3	Fonctionnalités d'un SIG . . . . .	65
VII.3	Elaboration d'un SIG . . . . .	67
VII.3.1	Définition de MapInfo . . . . .	67
VII.3.2	Création d'un SIG pour la zone d'Ighil Ali . . . . .	67
VII.3.2.1	Calage des cartes rasters . . . . .	67
VII.3.2.2	Préparation des fonds de carte . . . . .	68
VII.3.2.3	Création des tables . . . . .	69
VII.3.2.4	La vectorisation du réseau d'AEP sur MapInfo . . . . .	70
VII.3.2.5	Vectorisation de la chaine d'adduction . . . . .	70
VII.3.2.6	Vectorisation du réseau de distribution . . . . .	72
VII.4	La gestion du réseau d'alimentation en eau potable . . . . .	73
VII.4.1	La gestion classique des réseaux d'AEP . . . . .	74
VII.4.2	La gestion informatisée des réseaux d'AEP . . . . .	74
VII.4.3	La gestion des réseaux d'AEP par SIG . . . . .	74

VII.4.3.1 Requêtes SQL . . . . .	74
VII.4.3.2 Analyse thématique . . . . .	75
VII.5 Conclusion . . . . .	77
<b>Conclusion générale</b>	<b>78</b>
<b>Bibliographie</b>	<b>XII</b>
<b>Annexes</b>	<b>XIII</b>
A Statistique des régimes de consommations des agglomérations.	XIII
B Prix des canalisations en PEHD (PN10, PN16)	XV
C Prix des canalisations en PEHD (PN20)	XVI
D Les résultats du réseau après réducteur	XVII

# Table des figures

I.1	Situation de la région d'étude. . . . .	4
II.1	La présentation graphique de la population de la commune d'Ighil Ali. . . .	10
III.1	Schéma d'adduction. . . . .	26
IV.1	Conduite d'adduction. . . . .	39
IV.2	Conduite de distribution. . . . .	40
IV.3	Trop plein et vidange. . . . .	41
IV.4	Matérialisation de la réserve d'incendie. . . . .	42
IV.5	Schéma général de réservoir. . . . .	42
VI.1	Réseau ramifié. . . . .	55
VI.2	Réseau maillé. . . . .	55
VI.3	Pression aux nœuds du réseau du village BONI. . . . .	63
VII.1	Organigramme d'utilisation d'un SIG. . . . .	66
VII.2	Calage de la carte de la zone d'études. . . . .	68
VII.3	Le fond de la carte après le calage. . . . .	68
VII.4	Résultat de la vectorisation de la chaîne d'adduction. . . . .	70
VII.5	Table des réservoirs. . . . .	71
VII.6	Table des conduites. . . . .	71
VII.7	Résultat de la vectorisation du réseau de distribution. . . . .	72
VII.8	Table des nœuds. . . . .	72
VII.9	Table de conduite. . . . .	73
VII.10	Les étapes de l'analyse thématique . . . . .	76
VII.11	Résultat de l'analyse thématique . . . . .	76

# Liste des tableaux

I.1	Ressources en eau disponibles . . . . .	5
I.2	Ouvrages de stockage d'Ighil Ali . . . . .	6
II.1	Population de la commune selon 2021 . . . . .	8
II.2	Estimation de la population future . . . . .	9
II.3	Norme de consommation domestique . . . . .	10
II.4	Taux de branchement et population branchée (2021) . . . . .	11
II.5	Déterminations des besoins domestique . . . . .	12
II.6	Détermination des besoins scolaire. . . . .	12
II.7	Evaluation des besoins culturels . . . . .	13
II.8	Evaluation des besoins de mosquées . . . . .	14
II.9	Evaluation des besoins sanitaires . . . . .	15
II.10	Evaluation des besoins industriels . . . . .	15
II.11	Récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizons. . . . .	16
II.12	Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée ( $m^3/j$ ) . . . . .	18
II.13	Besoins en eau total . . . . .	18
II.14	Consommation moy, max, min journalière pour les différents horizons ( $m^3/j$ ) . . . . .	20
II.15	Les valeurs de $\beta_{max}$ . . . . .	21
II.16	Résultats de Calculs de $\beta_{max}$ et de $K_{maxh}$ . . . . .	21
II.17	Les valeurs de $\beta$ min . . . . .	22
II.18	Résultats de Calculs de $\beta$ min et de K min h . . . . .	22
II.19	Consommation moy, max, min horaire pour les différents horizons . . . . .	23
II.20	Bilan des ressources pour l'horizon ( $m^3/j$ ) . . . . .	23
III.1	Calcul des pertes de charge totales dans la conduite . . . . .	32
III.2	Calcul des pertes de charge totales dans la conduite . . . . .	32
III.3	Calcul des pertes de charge totales dans la conduite . . . . .	33
III.4	Calcul des pertes de charge totales dans la conduite . . . . .	34
III.5	Calcul des pertes de charge totales dans la conduite . . . . .	34
III.6	Calcul des pertes de charge totales dans la conduite . . . . .	35
III.7	Calcul des pertes de charge totales dans la conduite . . . . .	35
III.8	Calcul des pertes de charges totales dans la conduite . . . . .	36
IV.1	Dimensionnement du réservoir Tazla . . . . .	45
IV.2	Dimensionnement du réservoir BONI . . . . .	46

V.1 Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons gravitaires . . .	52
V.2 Calcul du coup de bélier après le temps de fermeture . . . . .	53
VI.1 Les débits de route pour le cas « de point ». . . . .	60
VI.2 Les débits aux nœuds . . . . .	60
VI.3 Récapitulation des résultats pour chaque tronçon . . . . .	62
VI.4 Récapitulation des résultats au niveau du chaque nœud . . . . .	62

# Liste des symboles

$\%$	Résidu maximal dans le réservoir (%)
$\alpha_{max}$	coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie de 1,2 à 1,5 dans notre cas (zone rurale et semi-rurale) on prend max =1,2.
$\alpha_{min}$	coefficient qui dépend de confort de la population; il varie de 0.4 à 0.6 et dépend du niveau de développement local. pour notre cas on prend min =0,5;
$\alpha$	le coefficient de pertes de charge singulières
$\beta_{max}$	coefficient qui dépend de nombre d'habitant et sera déterminer par interpolation
$\beta_{min}$	coefficient qui dépend de nombre d'habitant et sera déterminer par interpolation
$\Delta HL$	Perte de charge linéaire (m)
$\eta$	Le rendement global de la pompe
$\lambda$	Coefficient de frottement linéaire
$\lambda$	coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de la rugosité des parois de la canalisation.
$\nu$	viscosité cinématique de l'eau (m <sup>2</sup> /s)
$\varepsilon$	rugosité absolue pour le PEHD
<b>AEP</b>	Alimentation en eau potable
<b>A</b>	L'annuité (DA)
<b>B</b>	La valeur du coup de bélier (m)
<b>C<sub>p</sub></b>	cote piézométrique (m)
<b>C<sub>TN</sub></b>	cote de terrain naturel (m)

---

<b>C</b>	célérité de l'onde (m/s)
<b><math>D_{max}</math></b>	Diamètre maximal de la conduite (m)
<b><math>D_{min}</math></b>	Diamètre minimal de la conduite (m)
<b>D</b>	Diamètre de la conduite (m)
<b>E</b>	Energie consommées par la pompe (KWh)
<b>e</b>	épaisseur de la conduite (mm)
<b>Fam</b>	Frais d'amortissement (DA)
<b>Fexp</b>	Frais d'exploitation (DA)
<b>g</b>	Accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ )
<b><math>H_0</math></b>	pression absolue de la conduite
<b><math>H_g</math></b>	hauteur géométrique de refoulement
<b><math>H_T</math></b>	Perte de charge totale (m)
<b>Hg</b>	Hauteur géométrique (m)
<b>Hmt</b>	La hauteur manométrique totale (m)
<b><math>J_T</math></b>	perte de charge totale (m)
<b>J</b>	perte de charge unitaire (m/ml)
<b><math>K_{max \cdot j} K_{min \cdot j}</math></b>	coefficient d'irrégularité maximale et minimale qui dépend de l'importance de l'agglomération
<b>Kf</b>	Coefficient de fuite ( $K_f=1.2$ )
<b>K</b>	coefficient de rugosité équivalente
<b>K'</b>	coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite
<b><math>L_i</math></b>	Longueur du tronçon considéré (m)
<b>L</b>	longueur de la conduite (m)
<b>N</b>	Nombre de consommateurs (hab)
<b><math>P_a</math></b>	La puissance absorbée par la pompe (W)
<b><math>P_{max}</math></b>	les résidus maximaux trouvés dans la journée.
<b><math>P_{min}</math></b>	les résidus minimaux trouvés dans la journée.
<b><math>P_s</math></b>	Pression au sol (m)
<b>Pabs</b>	Puissance absorbée par la pompe (KW)
<b>PEHD</b>	Polyéthylène Haute Densité

---

---

<b>Pr</b>	Prix de revient de chaque conduite (DA/ml)
$Q_{moymaj}$	Débit moyen journalier majoré ( $m^3/j$ )
$Q_{ni}$	Débit nodal du nœud concerné
$Q_{ri}$	Somme des débits en route autour du nœud i (l/s)
$Q_r$	Débit en route (l/s)
$Q_{sp}$	Débit spécifique (l/s)
$Q_{min.j}$	consommation minimale journalier qui correspond à la journée la moins chargée de l'année
$Q_{moy.j}$	consommation moyenne journalière
$Q_{max.j}$	consommation maximale journalier qui correspond à la journée la plus chargée de l'année
$Q_{moyj}$	Débit moyen journalier.
<b>q</b>	Dotation moyenne journalière (l/j/hab)
<b>Q</b>	Débit véhiculé par la conduite ( $m^3/s$ )
$R_e$	nombre de Reynolds
<b>SIG</b>	Système d'Information Géographique
<b>SQL</b>	Structured Query Language
<b>T</b>	Le taux de branchement (%)
<b>T</b>	Temps de fermeture (s)
$V_0$	vitesse d'écoulement en régime normal (m/s)
$V_{inc}$	Volume d'incendie est égal ( $m^3$ )
$V_{max}$	Volume maximal de stockage pour la consommation ( $m^3$ )
$V_{max}$	vitesse maximale de l'écoulement qui de 1.5 m/s
$V_{min}$	vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s
<b>V</b>	vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s)

**INTRODUCTION  
GENERALE**

# Introduction générale

L'eau est un élément essentiel pour la continuité de la vie, sans cela, l'équilibre de la nature va se briser, ni les plantes ni les organismes vivants ne peuvent résister devant son absence ou même son vœu. Elle est un facteur important pour l'homme afin de continuer à exercer ses fonctions.

Chaque développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie.

La situation en eau potable dans la commune d'Ighil Ali, à extrême sud de la wilaya de Béjaïa, est en crise, malgré les ressources hydriques existantes qui sont essentiellement composées de puits, sources et forages.

En plus, la région est confrontée à l'accroissement démographique important et à l'extension que connaît cette dernière, l'incapacité des ressources à fournir la demande en eau des agglomérations, la détérioration des vieux réseaux et stations de pompage et de reprises sont dans un état chancelant et parfois nécessite une réhabilitation.

Pour y remédier à cette situation qui perdure et qui entrave le développement de la région, la direction des ressources en eau de la wilaya de Béjaïa a engagé l'étude et la mise en place d'un système de transfert d'eau du piquage projeté, sur la conduite de transfert Djaafra wilaya de BBA à partir du barrage Tichy-Haf, vers la commune d'Ighil Ali.

L'objectif essentiel de notre travail est de concevoir et d'étudier des chaînes de renforcement à partir du point de piquage jusqu'aux localités de la zone pour satisfaire leurs besoins et élaborer un système d'information géographique (SIG) pour rassembler toutes les données relatives à cet effet.

La méthodologie entreprise était d'abord le rassemblement des données nécessaires à travers les enquêtes. que nous avons mené auprès des différents services et les investigations sur terrain des différents ouvrages existants, ensuite le traitement de ces données en vue d'une

conception du réseau enfin l'archivage en forme (SIG) en utilisant le logiciel MapInfo. Pour cela, cette étude sera menée comme suit :

Le premier chapitre sera consacré à la présentation de site.

Dans le deuxième chapitre, nous évaluerons les besoins en eau de la ville par le recensement général de toutes les catégories consommatrices.

Le troisième chapitre sera par la suite réservé au dimensionnement du réseau d'adduction par la combinaison de l'étude technico-économique.

Tandis que le quatrième chapitre portera sur le calcul des volumes des ouvrages de stockage.

En outre, le cinquième chapitre, traitera la protection de notre chaîne d'adduction contre le phénomène du coup de bélier.

Le sixième chapitre abordera ensuite l'étude du réseau de distribution type ramifié d'un petit village de BONI ceci en exploitant le logiciel EPANET.

Puis dans le septième chapitre, nous élaborerons un système d'information géographique pour le réseau d'alimentation en eau potable de la zone d'études servant de base de données destinée à faciliter la tâche de la gestion de ce patrimoine ainsi que l'utilisation de quelque technique par SIG.

Au final, nous clôturerons avec une conclusion générale.

# CHAPITRE I

## Présentation du site

### I.1 Introduction

Avant toute étude technique, il est nécessaire de présenter le site devant servir d'implantation du réseau et cela dans le but d'avoir un aperçu global de la zone d'étude. Il s'agit à travers ce premier chapitre d'effectuer une description de notre zone d'étude en cernant ses limites géographiques, ses caractéristiques topographiques, hydrauliques et climatiques, mais aussi la description du système d'alimentation en eau potable existant bien auparavant dans cette région.

### I.2 La commune D'Ighil Ali

Ighil Ali est une commune algérienne dans la wilaya de Bejaïa. Elle est située dans les monts de Bibans, avec une superficie de 195,37 km<sup>2</sup>, elle est la commune la plus étendue de toute la région Kabyle.[1]

#### I.2.1 Situation géographique

La commune d'Ighil- Ali est limitée au Nord-Est par celle d'Ait R'zine, à l'Ouest et au Nord-Ouest par celle de Boudjellil, à l'Est et au Sud par la wilaya de Bordj-Bou-Arréridj. Elle s'étend sur le versant sud de la vallée de la Soummam, jusqu'aux hauteurs de la chaîne de montagnes des Bibans. Elle est caractérisée par une altitude moyenne de 800 mètres et d'un relief accidenté, elle compte 14 villages, soit une des communes les plus étendues de toute la Kabylie.[1]



FIGURE I.1 – Situation de la région d'étude.

## I.2.2 Situation topographique

La commune d'Ighil Ali s'étend sur une surface de 195,37 Km<sup>2</sup> avec une densité de 49 hab./km<sup>2</sup> elle est bâtie sur une altitude de 934 m, son relief est de type montagneux caractérisé par de forte pente, elle dispose de cours d'eau intermittents.[1]

## I.2.3 Situation climatique

Le climat de la région est méditerranéen tempéré avec un hiver doux et humide et un été chaud et sec .Il règne une température moyenne de 28°C. Notre région d'étude bénéficie d'une pluviométrie moyenne de l'ordre de 700 mm/an.

Les vents sont généralement de direction ouest-nord-ouest, leur vitesse peut atteindre des pointes de 80 Km/h.[2]

## I.2.4 Situation hydraulique

### I.2.4.1 La pénurie en eau

L'alimentation en eau potable à Ighil Ali connaît des fortunes diverses, si le chef-lieu communal d'Ighil Ali est alimenté, le reste des agglomérations souffrent d'une pénurie chronique. Ce déficit en eau potable touche, en premier lieu, les villages nichés sur les flancs des montagnes qui surplombent la commune, à l'image des villages Tazla, Kalaa et Tiniri ou l'eau ne coule qu'un jour par semaine dans les robinets. Peu de village sont alimentés à partir de quelques sources d'eau captées, mais celles-ci connaissent une fluctuation inquiétante de leur débit d'eau.

Durant l'été, ce problème se s'accroît davantage, et les habitants ne savent plus vraiment comment y faire face. En tout cas, à l'APC de la commune, l'on ne voit pas meilleure solution que le raccordement du réseau de l'AEP de la commune au barrage de Tichi Haf et c'est ce qui arrive actuellement dans le projet-six-communes-BBA-BEJAIA.

### I.2.4.2 Ressources en eau

Les différentes sources d'approvisionnement en eau dont dispose la commune étudiée sont données dans le tableau I.1 :[1]

TABLEAU I.1 – Ressources en eau disponibles

Ighil- Ali	Source	Nombre	Q total (l/s)
	Forage	2	26

### I.2.4.3 Systèmes d'alimentation en eau potable

L'alimentation en eau potable de la commune d'Ighil Ali se fait principalement par une chaîne de refoulement depuis deux forages de faibles débits implantés en rive gauche de la vallée de l'oued Sahel, nécessitant ainsi une traversée de l'oued le long du pont d'Allaghane.[1]

#### I.2.4.4 Ouvrage de stockage

Ighil Ali dispose de plusieurs réservoirs de capacités variables cités dans le tableau I.2 [1] :

TABLEAU I.2 – Ouvrages de stockage d'Ighil Ali

Nom	Lieu	Capacité (m <sup>3</sup> )	Observation
Takorabt	Takorabt	150	Semi-enterré
Ighil Ali, chef-lieu	Ighil Ali, chef-lieu	500	Semi-enterré
Azro	Azro	100	Semi-enterré
Tabouanant	Tabouanant	100	Semi-enterré
Zina	Zina	50	Semi-enterré
Tiniri	Tiniri	50	Semi-enterré
Belayel	Belayel	100	Semi-enterré
Boni	Boni	50	Semi-enterré
Ouled sarradj	Ouled sarradj	100	Semi-enterré
Tazla	Tazla	50	Semi-enterré
	Total	2500	

### I.3 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter les différentes situations (géographique, topographique, climatique, hydraulique) de la commune d'Ighil Ali. Ces informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail.

## CHAPITRE II

## Estimation des besoins

### II.1 Introduction

Pour la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, une estimation des différents besoins en eau à long terme est nécessaire, cette estimation sert à calculer le déficit d'eau des villages de la commune.

Le calcul des besoins en eau potable porte sur l'estimation des effectifs à desservir, c'est-à-dire la population concernée par le réseau et par conséquent la détermination des besoins en eau éventuels. Pour déterminer les besoins actuelles et futurs en eau potable, on doit déterminer les besoins pour la population résidente, les besoins pour les équipements publics et sociaux sans oublier les besoins pour les particuliers [1].

### II.2 Estimation des besoins en eaux

La mise en service d'un réseau d'alimentation en eau potable obéit à la loi de croissances démographique et d'extension urbaine.

Nous entendons par croissance démographique, l'évolution de la population dans une projection déterminée qui représente l'âge d'une conduite bien entretenue. Pour ce qui est de l'extension urbaine, il s'agit d'infrastructures projetées ou en réalisation qui doivent faire l'objet d'une attention particulière.

Les débits d'eaux de consommation varient considérablement selon des conduites locales à savoir la population, entreprise, commerce et utilisation publique, le niveau de vie,...etc. à l'aide de facteurs de pointes, on estime la consommation, l'évaluation des débits maximums et minimums.

## II.2.1 Population

Avec une population qui dépasse les 10.000 habitants et une densité de 49 hab/km<sup>2</sup> en 2021, Ighil Ali est une zone rurale, situé sur la route nationale reliant la wilaya de Bejaïa et son important port commercial à celle de Bordj-Bou-Argeridj, sur les Hauts-plateaux. Selon les renseignements recueillis auprès de services d'APC de la commune d'Ighil Ali en 2021, la population est répartie par localité comme indiqué dans le tableau(II.1)[1] :

TABLEAU II.1 – Population de la commune selon 2021

N°	Village	Population
01	Tazla	187
02	Boni	138
03	Moka	480
04	Tabouanant	200
05	Zina	184
06	Tiniri	270
07	Belayel	755
08	Ouled sarradj	661
09	Azro	305
10	Takorabt	1189
11	Chef-lieu	6182
12	Kalaa	229
Total		10780

## II.2.2 Choix du taux d'accroissement

Le choix du taux d'accroissement se fait sur la base du développement du tissu urbain ainsi que l'horizon d'étude[1].

$$t=1.2 \%$$

## II.2.3 Estimation de la population future à différents horizons

En 2021 la population de la commune a été estimée à 10780 habitants, la présente étude consiste à répondre aux besoins en eau potable et industrielle de la région d'étude jusqu'à 2055, il y a lieu de tenir compte de :

- L'accroissement démographique.
- L'amélioration du niveau de vie.
- L'extension des agglomérations.

Nous allons appliquer la relation des intérêts composés, elle tient compte des naissances, du taux de mortalité et de l'immigration, ainsi le différent déplacement de la population. la relation est donnée par :

$$P_u = P_0 * (1 + t)^n \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- $P_u$  : Population de l'horizon considéré.
- $P_0$  : population de l'année du niveau de référence.
- $t$  : taux d'accroissement de la population.
- $n$  : nombre d'année séparant P et  $P_0$ .

Sur la base de la loi précédente (II.1), l'évaluation de la population future des villages de la commune d'Ighil Ali et donnée dans le tableau (II.2) :

TABLEAU II.2 – Estimation de la population future

Village	Année		
	2021	2035	2055
Tazla	187	220	270
Boni	138	162	199
Moka	480	566	696
Tabouanant	200	236	290
Zina	184	217	266
Tiniri	270	318	391
Belayel	755	890	1094
Ouled sarradj	661	779	958
Azro	305	359	441
Takorabt	1189	1403	1725
Chef-lieu	6182	7294	8971
Kalaa	229	270	332
Total	10780	12714	15633

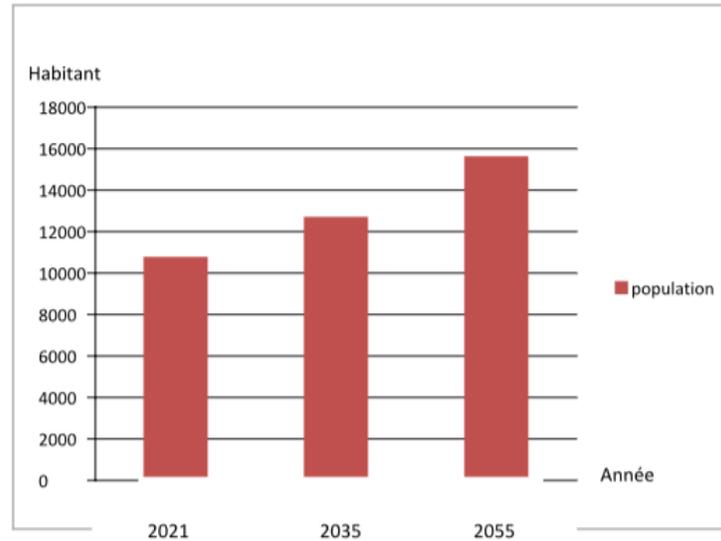


FIGURE II.1 – La présentation graphique de la population de la commune d’Ighil Ali.

## II.2.4 Estimation des besoins en eau des différents usagers

### II.2.4.1 Besoins domestiques

L’eau fournie par les stations de traitement sert à la consommation domestique et les différents usages tels que l’approvisionnement des commerces et des entreprises, le nettoyage des rues et la lutte contre les incendies.

La dotation est définie comme étant la quantité d’eau moyenne consommée par un habitant par jour, pour notre aire d’étude, on peut distinguer : Boissons, Cuisine, Lavabo, Douche, Arrosage et Divers.

#### A. Norme de consommation domestique

Pour les différents villages et en tenant compte du nombre et du niveau de vie, on prend la dotation donnée dans le tableau (II.3)[1] :

TABLEAU II.3 – Norme de consommation domestique

Année	2021	2035	2055
Dotation q (l /j/hab)	150	180	200

## B. Taux de branchement

Le taux de branchement est le ratio entre la population branchée au réseau d'alimentation en eau potable et la population totale.

Le tableau (II.4) montre qu'en 2021, la représentation moyenne est de 80%[1]

TABLEAU II.4 – Taux de branchement et population branchée (2021)

Commune	Population total	Population branchée	Taux de branchement
Ighil-Ali	10780	8979	83.3%

## C. Le rendement du réseau

Le rendement de réseau se résume dans le rapport entre le volume facturé ( $V_c$ ) sur le volume produit ( $V_p$ ). Da la majeure partie, le réseau de distribution des agglomérations de la zone d'étude est vétuste et présente des malfaçons, ce qui donne des rendements très faibles. Le rendement moyen actuel est estimé à 42%, l'objectif est qu'il atteigne les 100% après sa rénovation[1].

## D. Détermination de la consommation moyenne journalière de la population

La consommation pour une agglomération est donne par la multiplication de nombre d'habitants par la dotation de chaque zone. Elle est donnée par la formule ci-après :

$$Q_{moy} = \Sigma(q * N * T/1000) \quad (II.2)$$

Avec

- $Q_{moy}$  : consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ )
- $q$  : dotation moyenne journalière (l/j/hab)
- $N$  : nombre de consommateurs (hab)
- $T$  : le taux de branchement (%)

Les besoins en eau pour les différents villages sont donnés en ( $m^3/j$ ) dans le tableau (II.5) :

TABLEAU II.5 – Déterminations des besoins domestique

Village	Agglomération		
	2021	2035	2055
Tazla	23,36	27,48	33,73
Boni	17,24	20,24	24,86
Moka	59,97	70,72	86,96
Tabouanant	24,99	29,48	36,23
Zina	22,99	27,11	33,23
Tiniri	33,73	39,73	48,85
Belayel	94,33	111,20	136,69
Ouled sarradj	82,59	97,33	119,70
Azro	38,10	44,85	55,10
Takorabt	148,56	175,30	215,53
Chef-lieu	772,44	911,38	1120,92
Kalaa	28,61	33,73	41,48
Total	1346,96	1588,61	1953,34

#### II.2.4.2 Besoins scolaires

Les besoins scolaire des différents villages sont présentés dans le tableau (II.6) :

TABLEAU II.6 – Détermination des besoins scolaire.

Villages	Type d'équipement	Année	Nombre d'effectifs	Dotation (l/j.eff)	Consommation ( $m^3/j$ )
Kalaa	école primaire	2021	21	10	0,21
		2035	21	10	0,21
		2055	21	10	0,21
Oued sarradj	école primaire	2021	46	10	0,46
		2035	46	10	0,46
		2055	46	10	0,46
Belayel	école primaire	2021	121	10	1,21
		2035	121	10	1,21
		2055	121	10	1,21

Tiniri	école primaire	2021	23	10	0,23
		2035	23	10	0,23
		2055	23	10	0,23
Moka	école primaire	2021	33	10	0,33
		2035	33	10	0,33
		2055	33	10	0,33
Azro	école primaire	2021	6	10	0,06
		2035	6	10	0,06
		2055	6	10	0,06
				TOTAL	2,5

### II.2.4.3 Besoins culturels

Les besoins culturels sont présentés dans le tableau (II.7) :

TABLEAU II.7 – Evaluation des besoins culturels

Villages	Type d'équipement	Année	Nombre d'effectif	Dotation (l/ef.j)	Consommation ( $m^3/j$ )
Tazla	Centre culturel	2021	35	5	0,175
		2035	35	5	0,175
		2055	35	5	0,175
Belayel	Foyer de jeune	2021	35	5	0,175
		2035	35	5	0,175
		2055	35	5	0,175
Tabouanant	Foyer de jeune	2021	35	5	0,175
		2035	35	5	0,175
		2055	35	5	0,175
				Total	0,525

#### II.2.4.4 Besoins des lieux de culte

Les besoins des mosquées des différents villages de la commune est donnée dans le tableau (II.8) :

TABLEAU II.8 – Evaluation des besoins de mosquées

Villages	Nombre de mosquées	Année	Nombre d'usagers	Dotation (1/usa.j)	Consommation ( $m^3/j$ )
Kalaa	03 mosquées	2021	100	15	1,5
		2035	100	15	1,5
		2055	100	15	1,5
Tazla	01 mosquée	2021	120	15	1,8
		2035	120	15	1,8
		2055	120	15	1,8
Ouled sarradj	01 mosquée	2021	130	15	1,95
		2035	130	15	1,95
		2055	130	15	1,95
Belayel	01 mosquée	2021	180	15	2,7
		2035	180	15	2,7
		2055	180	15	2,7
Tiniri	01 mosquée	2021	130	15	1,95
		2035	130	15	1,95
		2055	130	15	1,95
Zina	01 mosquée	2021	70	15	1,05
		2035	70	15	1,05
		2055	70	15	1,05
Moka	02 mosquées	2021	190	15	2,85
		2035	190	15	2,85
		2055	190	15	2,85
Tabouanant	01 mosquée	2021	50	15	0,75
		2035	50	15	0,75
		2055	50	15	0,75
Azro	01 mosquée	2021	170	15	2,55
		2035	170	15	2,55
		2055	170	15	2,55
				TOTAL	17,1

### II.2.4.5 Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires sont présentés dans le tableau (II.9) :

TABLEAU II.9 – Evaluation des besoins sanitaires

Villages	Type d'équipement	Année	Nombre de malades	Dotation (l/j.el)	Consommation ( $m^3/j$ )
Kalaa	Salle de soins	2021	6	15	0,09
		2035	6	15	0,09
		2055	6	15	0,09
Belayel	Salle de soins	2021	6	15	0,09
		2035	6	15	0,09
		2055	6	15	0,09
				TOTAL	0,18

### II.2.4.6 Besoins industriels

L'industrie à Ighil Ali est composée d'une seule usine de fabrication des cornets. Ses besoins en eau sont présentés dans le tableau (II.10) :

TABLEAU II.10 – Evaluation des besoins industriels

village	Industrie	Usage	Effectifs	Nombre	Consommation ( $m^3/j$ )
Ighil Ali	Fabrique des cornets	Domestique	Dotation (l/ouv.j)	25	1,125
			Nombre d'ouvriers	45	
		Technologie	Débit horaire (l/s)	10	288
			Durée du travail (h)	8	
		Douches	Norme (l/j)	40	1,8
			Nombre d'ouvriers	45	
				TOTAL	290,925

## II.2.5 Les différents besoins en eau à différents horizons

TABLEAU II.11 – Récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizons.

Village	Année	Besoins domestiques	Besoins scolaires	Besoins culturels	Besoins des lieux de culte	Besoins sanitaires	Besoins industriels	Total des besoins
Chef-lieu	2021	772,44	18,1	0,5	5,25	0,18	290,93	1087,42
	2035	911,38	18,1	0,5	5,25	0,18	290,93	1226,34
	2055	1120,92	18,1	0,5	5,25	0,18	290,93	1435,88
Kalaa	2021	28,61	0,21	0	1,5	0,9	0	2662,22
	2035	33,73	0,21	0	1,5	0,9	0	36,34
	2055	41,48	0,21	0	1,5	0,9	0	44,09
Tazla	2021	23,36	0	0,2	1,8	0	0	80,43
	2035	27,48	0	0,2	1,8	0	0	29,48
	2055	33,73	0	0,2	1,8	0	0	35,73
Ouled sarradj	2021	82,59	0,46	0	1,95	0	0	65,21
	2035	97,33	0,46	0	1,95	0	0	99,74
	2055	119,70	0,46	0	1,95	0	0	122,11
Belayel	2021	94,33	1,21	0,2	2,7	0,09	0	221,85
	2035	111,20	1,21	0,2	2,7	0,09	0	115,4
	2055	136,69	1,21	0,2	2,7	0,09	0	140,89
Tiniri	2021	33,73	0,23	0	1,95	0	0	256,29
	2035	39,73	0,23	0	1,95	0	0	41,91
	2055	48,85	0,23	0	1,95	0	0	51,03
Zina	2021	22,99	0	0	1,05	0	0	24,04
	2035	27,11	0	0	1,05	0	0	28,16
	2055	33,23	0	0	1,05	0	0	34,28
Moka	2021	59,97	0,33	0	2,85	0	0	63,15
	2035	70,72	0,33	0	2,85	0	0	73,9
	2055	86,96	0,33	0	2,85	0	0	90,14
Tabouanant	2021	24,99	0	0,2	0,75	0	0	25,94
	2035	29,48	0	0,2	0,75	0	0	30,43
	2055	36,23	0	0,2	0,75	0	0	37,18

Ouled Saci	2021	275,53	1,36	0	2,25	0	0	279,14
	2035	469,08	1,36	0	2,25	0	0	472,69
	2055	648,68	1,36	0	2,25	0	0	652,29
Takorabt	2021	148,56	1,26	0,2	3	0,09	0	153,11
	2035	175,30	1,26	0,2	3	0,09	0	179,85
	2055	215,53	1,26	0,2	3	0,09	0	220,08
Azro	2021	38,10	0,06	0	2,65	0	0	40,81
	2035	44,85	0,06	0	2,65	0	0	47,56
	2055	55,10	0,06	0	2,65	0	0	57,81
Boni	2021	17,24	0	0	0	0	0	17,24
	2035	20,24	0	0	0	0	0	20,24
	2055	24,86	0	0	0	0	0	24,86
Total	2021	1622,49	23,22	1,2	27,6	0,45	290,93	1965,89
	2035	2057,69	23,22	1,2	27,6	0,45	290,93	2401,09
	2055	2602,02	23,22	1,2	27,6	0,45	290,93	2945,42

## II.2.6 Majoration de la consommation moyenne journalière

On effectue une majoration de 20% afin de compenser les fuites au niveau du réseau d'alimentation en eau potable, qui sont en fonction de type des conduites, de la nature de terrain et de la qualité de l'entretien, pour cela il y a lieu de majorer la consommation moyenne journalier ; donc le débit moyen journalier devient :

$$Q_{moyj:maj} = Kf * Q_{moyj} \quad (II.3)$$

Avec

- $Q_{moyj:maj}$  : Débit moyen journalier majoré ( $m^3/j$ );
- Kf : Coefficient de fuite (Kf=1.2);
- $Q_{moyj}$  : Débit moyen journalier.

La consommation moyenne journalière est représentée dans le tableau (II.12) :

TABLEAU II.12 – Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée ( $m^3/j$ )

Village	Année					
	2021		2035		2055	
	Besoins Total ( $m^3/j$ )	Qmoy majoré( $m^3/j$ )	Besoins Total ( $m^3/j$ )	Qmoy majoré( $m^3/j$ )	Besoins Total ( $m^3/j$ )	Qmoy majoré( $m^3/j$ )
Tazla	23,36	28,032	27,48	32,976	33,73	40,476
Boni	17,24	20,688	20,24	24,288	24,86	29,832
Moka	59,97	71,964	70,72	84,864	86,96	104,352
Tabouanant	24,99	29,988	29,48	35,376	36,23	43,476
Zina	22,99	27,588	27,11	32,532	33,23	39,876
Tiniri	33,73	40,476	39,73	47,676	48,85	58,62
Belayel	94,33	113,196	111,20	133,44	136,69	164,028
Ouled sarradj	82,59	99,108	97,33	116,796	119,70	143,64
Azro	38,10	45,72	44,85	53,82	55,10	66,12
Takorabt	148,56	178,272	175,30	210,36	215,53	258,636
Chef-lieu	772,44	926,928	911,38	1093,656	1120,92	1345,104
Kalaa	28,61	34,332	33,73	40,476	41,48	49,776
Ouled Saci	279,14	334,968	472,69	567,228	652,29	782,748

Les besoins en eau de la commune d'Ighil Ali majoré pour les différents horizons sont présentés dans le tableau (II.13) :

TABLEAU II.13 – Besoins en eau total

Localité	Année								
	2021			2035			2055		
	Besoin total ( $m^3/j$ )	Pertes ( $m^3/j$ )	Q moy majoré ( $m^3/j$ )	Besoins total ( $m^3/j$ )	Pertes ( $m^3/j$ )	Q moy majoré ( $m^3/j$ )	Besoins total ( $m^3/j$ )	Pertes ( $m^3/j$ )	Q moy majoré ( $m^3/j$ )
Commune d'Ighil Ali	1626,05	325,21	1951,26	2061,24	412,24	2473,48	2605,57	521,11	3126,68

A l'horizon 2055, la consommation moyenne journalière de la commune d'Ighil Ali s'élèvera à  $2605,57m^3/j$ , soit un débit de 30,15 l/s.

## II.2.7 Détermination de la consommation maximale et minimale journalière

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération qui est variable en fonction des habitudes de la population et de sa vacation.

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent de niveau vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations hebdomadaires qui dépendent à la consommation industrielle ;
- Variations journalières qui dépendent de jours de la semaine ou la consommation est plus importante au début de la semaine ou en week-end ;
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de population.

Elle varie en présentant des maximums et des minimums .ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités  $K_{max.j}$  et  $K_{min.j}$  . Le coefficient d'irrégularité maximale journalière est défini comme étant le rapport :

$$K_{max.j} = Q_{max.j} \setminus Q_{moy.j} \implies Q_{max.j} = k_{max.j} * Q_{moy.j} \quad (II.4)$$

Le coefficient d'irrégularité minimale journalière est défini par le rapport :

$$K_{min.j} = Q_{min.j} \setminus Q_{moy.j} \implies Q_{min.j} = K_{min.j} * Q_{moy.j} \quad (II.5)$$

Ou :

- $Q_{max.j}$  : consommation maximale journalier qui correspond à la journée la plus chargée de l'année
- $Q_{moy.j}$  : consommation moyenne journalière
- $Q_{min.j}$  : consommation minimale journalier qui correspond à la journée la moins chargée de l'année
- $K_{max.j}$   $K_{min.j}$  coefficient d'irrégularité maximale et minimale qui dépend de l'importance de l'agglomération

Etant donné que la wilaya de Bejaïa connaît un nombre d'estivant important durant l'été, nous prendrons :

- $K_{max.j} = 1.2$
- $K_{min.j} = 0.8$

Les valeurs de la consommation maximale et minimale sont représentées dans le tableau (II.14) :

TABLEAU II.14 – Consommation moy, max, min journalière pour les différents horizons ( $m^3/j$ )

Village	2021			2035			2055		
	Omoy.j	Qmax.j	Qmin.j	Omoy.j	Qmax.j	Qmin.j	Omoy.j	Qmax.j	Qmin.j
Tazla	28,03	33,63	22,42	32,97	39,57	26,38	40,47	48,57	32,38
Boni	20,68	24,82	16,55	24,28	29,14	19,43	29,83	35,79	23,86
Moka	71,96	86,35	57,57	84,86	101,83	67,89	104,35	125,22	83,48
Tabouanant	29,98	35,98	23,99	35,37	42,45	28,30	43,47	52,17	34,78
Zina	27,58	33,10	22,07	32,53	39,03	26,02	39,87	47,85	31,90
Tiniri	40,47	48,57	32,38	47,67	57,21	38,14	58,62	70,34	46,89
Belayel	113,19	135,83	90,55	133,44	160,12	106,75	164,02	196,83	131,22
Ouled sarradj	99,10	118,92	79,28	116,79	140,15	93,43	143,64	172,36	114,91
Azro	45,72	54,86	36,57	53,82	64,58	43,05	66,12	79,34	52,89
Takorabt	178,27	213,92	142,61	210,36	252,43	168,28	258,63	310,36	206,90
Chef-lieu	926,92	1112,31	741,54	1093,65	1312,38	874,92	1345,10	1614,12	1076,08
Kalaa	34,33	41,19	27,46	40,47	48,57	32,38	49,77	59,73	39,82
Ouled Saci	334,96	401,96	267,97	567,22	680,67	453,78	782,74	939,29	626,19
Total	1951,26	2341,51	1561,00	2473,48	2968,17	1978,78	3126,68	3752,01	2501,34

## II.2.8 Variation du débit horaire

La variation du débit horaire dans la journée est caractérisée par des coefficients de variation  $K_{maxh}$  et  $K_{minh}$ , appelée respectivement coefficients de consommations maximum et minimum horaire. Elle nous permet ainsi de réduire la plus forte ou la plus faible charge du réseau afin de le dimensionner et de dépôts dans les conduites.

### A. Coefficient d'irrégularité maximal horaire ( $K_{max h}$ ) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population, ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

$$K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (\text{II.6})$$

Avec

-  $\alpha_{max}$  : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie de 1,2 à 1,5 dans notre cas (zone rurale et semi-rurale) on prend  $\alpha_{max} = 1,2$ .

-  $\beta_{max}$  : coefficient qui dépend de nombre d'habitant et sera déterminé par interpolation en utilisant les valeurs données dans le tableau (II.15) :

TABLEAU II.15 – Les valeurs de  $\beta_{max}$

Nombre d'habitants*(1000)	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	103
$\beta_{max}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Le résultat du calcul de  $\beta_{max}$  et de  $K_{max h}$  est établi dans le tableau (II.16) :

TABLEAU II.16 – Résultats de Calculs de  $\beta_{max}$  et de  $K_{max h}$

Village	2021			2035			2055		
	$\alpha$ max	$\beta$ max	K max h	$\alpha$ max	$\beta$ max	K max h	$\alpha$ max	$\beta$ max	K max h
Tazla	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4
Boni	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4
Moka	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4
Tabouanant	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4
Zina	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4
Tiniri	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4
Belayel	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4	1,2	1,31	1,57
Ouled sarradj	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4
Azro	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4
Takorabt	1,2	1,42	1,70	1,2	1,68	2,01	1,2	2,07	2,48
Chef-lieu	1,2	1,44	1,72	1,2	1,7	2,04	1,2	1,16	1,39
Kalaa	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4	1,2	2	2,4
Total	1,2	1,4	1,68	1,2	1,65	1,98	1,2	0,93	1,11

### B. Coefficient d'irrégularité minimal horaire ( $K_{min h}$ ) :

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

$$K_{min h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad (II.7)$$

Avec :

- $\alpha_{min}$  : coefficient qui dépend de confort de la population ; il varie de 0.4 à 0.6 et dépend du niveau de développement local. pour notre cas on prend  $\alpha_{min} = 0,5$  ;
- $\beta_{min}$  : coefficient qui dépend de nombre d'habitant et sera déterminé par interpolation en utilisant les valeurs données dans le tableau (II.17) :

TABLEAU II.17 – Les valeurs de  $\beta$  min

Nombre d'habitants*(1000)	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	103
$\beta$ min	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1

Le résultat du calcul de  $\beta_{min}$  et de  $K_{min h}$  est établi dans le tableau (II.18) :

TABLEAU II.18 – Résultats de Calculs de  $\beta$  min et de K min h

Village	2021			2035			2055		
	$\alpha$ min	$\beta$ min	K min h	$\alpha$ min	$\beta$ min	K min h	$\alpha$ min	$\beta$ min	K min h
Tazla	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05
Boni	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05
Moka	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05
Tabouanant	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05
Zina	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05
Tiniri	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05
Belayel	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05
Ouled sarradj	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05
Azro	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05
Takorabt	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05
Chef-lieu	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05
Kalaa	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05
Total	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05	0,5	0,1	0.05

Les consommations moyennes, maximales et minimales horaire est présenté dans le tableau (II.19) :

TABLEAU II.19 – Consommation moy, max, min horaire pour les différents horizons

Village	2021			2035			2055		
	Qmoy.h	Qmax.h	Qmin.h	Qmoy.h	Qmax.h	Qmin.h	Qmoy.h	Qmax.h	Qmin.h
Tazla	1,16	2,784	0,05	1,37	3,288	0,06	1,68	4,032	0,084
Boni	0,86	2,064	0,04	1,01	2,424	0,05	1,24	2,976	0,062
Moka	2,99	7,176	0,14	3,53	8,472	0,17	4,34	10,416	0,217
Tabouanant	1,24	2,976	0,06	1,47	3,528	0,07	1,81	4,344	0,0905
Zina	1,14	2,736	0,05	1,35	3,24	0,06	1,66	3,984	0,083
Tiniri	1,68	4,032	0,08	1,98	4,752	0,09	2,44	5,856	0,122
Belayel	4,71	11,304	0,23	5,56	13,344	0,27	6,83	10,72	0,3415
Ouled sarradj	4,12	9,888	0,20	4,86	11,664	0,24	5,98	14,352	0,299
Azro	1,90	4,56	0,09	2,24	5,376	0,11	2,75	6,6	0,1375
Takorabt	7,42	12,61	0,37	8,76	17,60	0,43	10,77	26,70	0,5385
Chef-lieu	38,62	66,42	1,93	45,56	92,94	2,27	56,04	77,89	2,802
Kalaa	1,43	3,432	0,07	1,68	4,032	0,08	2,07	4,968	0,1035
Total	81,30	136,58	4,06	103,06	204,06	5,15	130,27	144,6	6,51

## II.2.9 Bilan des ressources

Le bilan de consommation de la zone d'étude est présenté dans le tableau (II.20) :

TABLEAU II.20 – Bilan des ressources pour l'horizon ( $m^3/j$ )

Localité	Ressources Mobilisées ( $m^3/j$ )	2021		2035		2055	
		Besoins ( $m^3/j$ )	Bilan ( $m^3/j$ )	Besoins ( $m^3/j$ )	Bilan ( $m^3/j$ )	Besoins ( $m^3/j$ )	Bilan ( $m^3/j$ )
Commune d'Ighil Ali	2313,6	2341,51	-27,91	2968,17	-654,57	3752,01	-1438,41

## II.3 Conclusion

A travers ce chapitre nous avons pu estimer les besoins en eau à  $3752,01m^3/j$  avec un volume mobilisé de  $2313m^3/j$ , qui nous donne un déficit de  $1438,41m^3/j$ .

Afin de satisfaire les besoins en eau de cette commune, il y a nécessité de mobiliser une nouvelle source. C'est ce qui se passe maintenant à travers le projet d'AEP des six communes sud de la wilaya de Bejaïa à partir du barrage Tichy-Haf à partir du réservoir Djaafra Bordj Bou Arreridj.

## CHAPITRE III

# Adduction

## III.1 Introduction

Dans chaque étude de réseau d'AEP, nous sommes souvent appelés à élever l'eau de son point de prélèvement (forage, piquage sur une conduite,...etc.) vers les ouvrages de stockage puis dans le réseau de distribution vers les consommateurs.

## III.2 Type d'adduction

Les différents types d'adduction se distinguent selon la topographie du terrain mais aussi les répartitions des infrastructures de la ville à alimenter. Ils peuvent être classés en trois catégories.

### III.2.1 Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

### III.2.2 Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électrique. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

### III.2.3 Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire où l'inversement. Le relais entre les deux types de conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

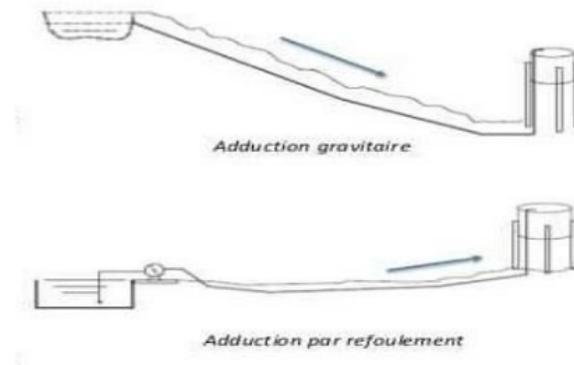


FIGURE III.1 – Schéma d'adduction.

### III.3 Choix de tracé

- Le tracé exige les conditions suivantes :
- Le profile doit être le plus régulier et le plus court possible (sur-profondeur et sous-profondeur sont parfois inévitable) afin de réduire les frais d'investissement ;
- Le profile sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement ;
- Pour les conduites de longueurs importante (plusieurs kilomètre), il est utile de prévoir quelque robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Les contres pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont éviter ;
- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butée importante. A cet effet, le parcours empreint ne suivra pas facilement les accotements de la route.

### III.4 Choix du type des conduites

Il est difficile de prétendre qu'un matériau est meilleur qu'un autre. Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de nombreux critères parmi lesquels :

- Les conditions d'utilisation, (adduction, réseau pression) ;
- La nature des réseaux déjà existants ;
- La proximité des usines de fabrication ;
- Les facilités d'approvisionnement en pièces spéciales et pièces de recharges ;
- Les critères économiques en y incluant le stock de pièces de réparation ;
- La qualification des exploitants ;
- Les usages locaux ;
- Les facilités d'entretien et de modification.

Il existe plusieurs types de matériaux de conduites, chacun ayant ses avantages et ses inconvénients, les plus utilisées dans l'AEP sont :

- Conduite en acier ;
- Conduite en fonte ductile ;
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle) ;
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

## III.5 Détermination des diamètres de conduite

### III.5.1 Calcul du diamètre

Pour les conduites de refoulement : on utilise une première approche de la méthode de BONNIN et BRESS :

Formule de BONNIN[9] :

$$D1 = \sqrt{Q} \quad (III.1)$$

Formule de BRESS[12] :

$$D2 = 1.5\sqrt{Q} \quad (III.2)$$

Avec :

- D1, D2 : diamètre de la conduite par la formule de BONNIN et BRESS respectivement en m.
- Q : débit transitant dans la conduite en  $m^3/s$ .

On prendra tous les diamètres commercialisés compris entre D1 et D2 mais notre choix final se portera sur le diamètre pour lequel le cout sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre (0.5-1.5) m/s.

**Pour les conduites gravitaires** : ce diamètre est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est comprise entre  $V_{max}$  et  $V_{min}$  :

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_{max}}} \quad (III.3)$$

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_{min}}} \quad (III.4)$$

Avec :

- $D_{min}$  : diamètre minimal de la conduite en(m)
- $D_{max}$  : diamètre maximal de la conduite en (m)
- $Q$  : débit transitant dans la conduite en ( $m^3/s$ )
- $V_{max}$  : vitesse maximale de l'écoulement qui de 1.5 m/s
- $V_{min}$  : vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s

### III.5.2 Calcul de la vitesse

La vitesse se calcule par la formule suivant :

$$\boxed{V = \frac{4Q}{\pi D^2}} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- $Q$  : débit véhiculé par la conduite en  $m^3/s$ .
- $D$  : diamètre de la conduite en m.
- $V$  : vitesse d'écoulement dans la conduite en m/s.

### III.5.3 Calcul de la perte de charge

Les pertes de charge présentent une portion d'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations, ainsi que les différents organes d'adduction. On distingue deux types de pertes de charge, à savoir :

- Pertes de charge linéaire
- Pertes de charge singulières

#### A.Perte de charge linéaire :

Elles sont données par la formule de DARCY-WEISBACH

$$\boxed{\Delta H_L = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}} \quad (\text{III.6})$$

$$\boxed{\Delta H_L = J * L} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- $\Delta H_L$  : perte de charge linéaire en (m)
- $J$  : perte de charge unitaire en (m/ml)
- $L$  : longueur de la conduite en (m)
- $D$  : diamètre de la conduite en (m)
- $V$  : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s)
- $g$  : accélération de la pesanteur ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ )
- $\lambda$  : coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de la rugosité des parois de la canalisation.

➤ **Calcul de coefficient des pertes de charge  $\lambda$  :**

- ✓ Régime turbulent rugueux :
- Formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \left( 1.14 - 0.86 \ln \left( \frac{K}{D} \right) \right)^{-2} \quad (\text{III.8})$$

- ✓ Régime transitoire :
- Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{K}{3.71D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.9})$$

Avec

- $K$  : coefficient de rugosité équivalente qui varie comme suit :
- Pour les tubes en PEHD :
- $K=0.01$  si  $D \leq 200$  mm
- $K=0.02$  si  $D \geq 200$  mm
- $D$  : diamètre du tuyau (m)
- $Re$  : nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{VD}{v} \quad (\text{III.10})$$

- $v$  : viscosité cinématique de l'eau en  $m^2/s$ , calculé par la formule de stocks :

$$v = \frac{0.0178}{1 + 0.0337 + 0.00221t^2} \quad (\text{III.11})$$

- $T$  : température de l'eau en degré
- à  $t = 10^\circ \text{ c} = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/s$
- à  $t = 20^\circ \text{ c} = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/s$
- à  $t = 30^\circ \text{ c} = 0,08 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/s$
- $k = 0.1\text{mm}$  pour les conduites en acier

—  $k = 1$  mm pour les conduites en fonte

### B. Perte de charge singulière :

Les pertes de charge singulière sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses,...etc., changement de direction, ou de section (rétrécissement, élargissement de la conduite)...etc., et estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD, et à 15% des pertes de charge pour la fonte ductile. Leur formule est :

$$\Delta H_s = \alpha * \Delta L \quad (\text{III.12})$$

—  $\alpha$  : le coefficient de pertes de charge singulières.

### C. perte de charges totales :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s \quad (\text{III.13})$$

## III.5.4 Calcule de la hauteur manométrique totale d'élevation (Hmt)

Elle représente une hauteur d'élevation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement.

$$Hmt = H_g + H_T \quad (\text{III.14})$$

Avec :

- $H_g$  : hauteur géométrique en m ;
- $H_T$  : perte de charge totale en m.

## III.5.5 La puissance absorbée par la pompe

$$P_a = \frac{gHmtQ}{\eta} \quad (\text{III.15})$$

Avec :

- $P_a$  : la puissance absorbée par la pompe en W ;
- $\eta$  : le rendement global de la pompe ;
- $g$  : l'accélération de la pesanteur ( $9.81 \text{ m/s}^2$ ) ;
- $Hmt$  : la hauteur manométrique totale en m ;
- $Q$  : le débit refoulé en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

## III.5.6 L'énergie annuelle consommée par la pompe

$$E = P_{abs} * t * 365 \quad (\text{III.16})$$

Avec :

- E : énergie consommée par la pompe pendant une année en KWh ;
- $P_{abs}$  : puissance absorbée par la pompe en KW ;
- t : temps de pompage par jour (20h, en évitant les heures de pointes fixer par la sonal-gaz).

### III.5.7 Frais d'exploitation

$$F_{exp} = E * p \quad (III.17)$$

Avec :

- $F_{exp}$  : frais d'exploitation en DA ;
- E : énergie consommées par la pompe en KWh ;
- P : prix d'un KWh selon le tarif fixé par la sonal-gaz (p = 4.67 DA)

### III.5.8 Frais d'amortissement

Le frais d'amortissement est donné comme suit :

$$F_{am} = Pr * A * L \quad (III.18)$$

Avec :

- $F_{am}$  : frais d'amortissement en DA ;
- Pr : prix de revient de chaque conduite en DA/ml ;
- A : l'annuité :

$$\frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (III.19)$$

- Taux d'annuité (i = 8%) ;
- Durée d'amortissement de la conduite (n = 34ans)
- A N :

$$A = \frac{0.08}{(1+0.08)^{34} - 1} + 0.08 \quad (III.20)$$

- A = 0.0863 DA

### III.5.9 Calcul du bilan

$$B = F_{exp} + F_{am} \quad (III.21)$$

Avec :

- B : bilan en DA ;
- $F_{exp}$  : frais d'exploitation en DA ;
- $F_{am}$  : frais d'amortissement en DA ;

## III.6 Calcul des diamètres pour les différents tronçons

### III.6.1 Calcul du tronçon source N1 (p – DJAFRA) –N86

La station de reprise 1 reçoit l'eau gravitairement à partir de la source Données :

Débit :  $Q = 0.02 m^3/s$

Hauteur géométrique :  $H_g = 30.45$  m

Longueur du tronçon :  $L = 1200$  m

Les formules (III.3) et (III.4) illustrent que les diamètres normalisés sont : 150mm et 200mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.1) :

TABLEAU III.1 – Calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L(m)	D(m)	V (m/s)	Re	K/D	$\lambda$	J (m/m)	Ht(m)
1200	0.15	1.132	130514.988	0.00006	0.011	0.0048	6.32
<b>1200</b>	<b>0.2</b>	<b>0.64</b>	<b>127388.535</b>	<b>0.00005</b>	<b>0.010</b>	<b>0.0010</b>	<b>1.38</b>

L'eau s'écoule gravitairement du N1 vers N86. Une condition doit être vérifiée ;

- $H_t \leq H_g$

Pour garantir cette condition, on opte pour un diamètre de 200 mm,  $H_t=1.38$ m est inférieur à la hauteur géométrique  $H_g=30.45$ m. Cette condition est vérifiée avec une vitesse de 0.64m/s.

### III.6.2 Tronçon N86-N274

Données :

— Longueur :  $L= 3600$  m,

— Débit :  $Q=0.02 m^3/s$ ,

— Hauteur géométrique :  $H_g =10.58$  m.

Les formules (III.3) et (III.4) illustrent que les diamètres normalisés sont : 150 mm, 200 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.2) :

TABLEAU III.2 – Calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L(m)	D(m)	V (m/s)	Re	K/D	$\lambda$	J (m/m)	Ht(m)
3600	0.15	1.132	130514.988	0.0006	0.017	0.0074	30.6
<b>3600</b>	<b>0.2</b>	<b>0.636</b>	<b>127388.535</b>	<b>0.0005</b>	<b>0.016</b>	<b>0.0017</b>	<b>7.24</b>

L'eau s'écoule gravitairement du N86 vers N274. Une condition doit être vérifiée ;

- $H_t \leq H_g$

Pour garantir cette condition, on opte pour un diamètre de 200 mm,  $H_t=7.24\text{m}$  est inférieur à la hauteur géométrique  $H_g=10.58\text{m}$ . Cette condition est vérifiée avec une vitesse de  $0.636\text{m/s}$

### III.6.3 Tronçon N274-N280 (P-TAZLA)

La station de reprise 2 reçoit l'eau gravitairement à partir de réservoir SR1

Données :

- Longueur :  $L = 120.97 \text{ m}$ ,
- Débit :  $Q = 0.02 \text{ m}^3/\text{s}$ ,
- Hauteur géométrique :  $H_g = 10.18 \text{ m}$ .

Les formules (III.3) et (III.4) illustrent que les diamètres normalisés sont : 150, 200 mm Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.3) :

TABLEAU III.3 – Calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	$\lambda$	j (m/m)	Ht (m)
<b>120.97</b>	<b>0.15</b>	<b>1.132</b>	<b>130514.988</b>	<b>0.0006</b>	<b>0.017</b>	<b>0.0074</b>	<b>1.029</b>
120.97	0.2	0.64	127388.535	0.0005	0.016	0.0016	0.232

L'eau s'écoule gravitairement du N274 vers P-TAZLA. Une condition doit être vérifiée ;

- $H_t \leq H_g$

Pour garantir cette condition, on opte pour un diamètre de 150 mm,  $H_t=1.029\text{m}$  est inférieur à la hauteur géométrique  $H_g=10.18\text{m}$ . Cette condition est vérifiée avec une vitesse de  $1.132\text{m/s}$ .

### III.6.4 Tronçon N280 (P-TAZLA) R- TAZLADonnées :

- Longueur :  $L = 181 \text{ m}$ ,
- Débit :  $Q = 0.00066 \text{ m}^3/\text{s}$ ,
- Hauteur géométrique :  $H_g = 301.79 \text{ m}$ .

Les formules (III.3) et (III.4) illustrent que le diamètre normalisé est : 40 mm  
Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.4) ci-dessous :

TABLEAU III.4 – Calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D		j (m/m)	Ht (m)
181	0,004	0.525	16141.4297	0.0025	0.025	0,002	0.042

L'eau s'écoule gravitairement du P-TAZLA vers R-TAZLA. Une condition doit être vérifiée ;

- $H_t \leq H_g$

Pour garantir cette condition, on opte pour un diamètre de 40 mm,  $H_t=0.042\text{m}$  est inférieur à la hauteur géométrique  $H_g=301.79\text{m}$ . Cette condition est vérifiée avec une vitesse de  $0.525\text{m/s}$

### III.6.5 Tronçon N280 –N523

Données :

- Longueur :  $L = 3699.03 \text{ m}$ ,
- Débit :  $Q = 0.014 \text{ m}^3/\text{s}$ ,
- Hauteur géométrique :  $H_g = 2.99 \text{ m}$ .

Les formules (III.3) et (III.4) illustrent que les diamètres normalisés sont : 150 mm et 200mm. Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.5) :

TABLEAU III.5 – Calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	$\lambda$	j (m/m)	Ht (m)
3699.03	0.15	0.8	8608.762449	0.0006	0.017	0.0036	15.18
3699.03	0.2	0.44	68541.1027	0.0005	0.016	0.00078	2.73

L'eau s'écoule gravitairement du N280 vers N523. Une condition doit être vérifiée ;

- $H_t \leq H_g$

Pour garantir cette condition, on opte pour un diamètre de 200 mm,  $H_t=2.73\text{m}$  est inférieur à la hauteur géométrique  $H_g=2.99\text{m}$ .

### III.6.6 Tronçon N523-N1718 (P-BONI)

Données :

- Longueur :  $L = 2350 \text{ m}$ ,
- Débit :  $Q = 0.014 \text{ m}^3/\text{s}$ ,
- Hauteur géométrique :  $H_g = 96.51 \text{ m}$ .

Les formules (III.3) et (III.4) illustrent que les diamètres normalisés sont : 150 et 200mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.6) ci-dessous :

TABLEAU III.6 – Calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L(m)	D(m)	V (m/s)	Re	K/D	$\lambda$	J (m/m)	Ht(m)
<b>2350</b>	<b>0.15</b>	<b>0.793</b>	<b>8608.762449</b>	<b>0.006</b>	<b>0.032</b>	<b>0.0068</b>	<b>18.377</b>
2350	0.2	0.446	68541.1027	0.005	0.031	0.0015	4.24

L'eau s'écoule gravitairement du N523 vers P-BONI. Une condition doit être vérifiée ;

- $H_t \leq H_g$

Pour garantir cette condition, on opte pour un diamètre de 150 mm,  $H_t=18.377\text{m}$  est inférieur à la hauteur géométrique  $H_g=96.51\text{m}$ . Cette condition est vérifiée avec une vitesse de  $0.793\text{m/s}$

### III.6.7 Tronçon N718-(R-BONI)

Données :

- Longueur :  $L= 541 \text{ m}$ ,
- Débit :  $Q=0.001 \text{ m}^3/\text{s}$ ,
- Hauteur géométrique :  $H_g =15.71 \text{ m}$ .

Les formules (III.3) et (III.4) illustrent que les diamètres normalisés sont : 50mm, 60 mm et 80mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.7) :

TABLEAU III.7 – Calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L(m)	D(m)	V (m/s)	Re	K/D	$\lambda$	J (m/m)	Ht(m)
<b>541</b>	<b>0.05</b>	<b>0.509</b>	<b>19561.8755</b>	<b>0.002</b>	<b>0.0237</b>	<b>0.00628</b>	<b>3.907</b>
541	0.06	0.353	21231.42	0.0017	0.023	0.0024	1.493
541	0.08	0.199	15923.57	0.0013	0.021	0.0005	0.311

L'eau s'écoule gravitairement du N523 vers P-BONI. Une condition doit être vérifiée ;

- $H_t \leq H_g$

Pour garantir cette condition, on opte pour un diamètre de 50 mm,  $H_t=3.907\text{m}$  est inférieur à la hauteur géométrique  $H_g=15.71\text{m}$ . . Cette condition est vérifiée avec une vitesse de  $0.509\text{m/s}$

### III.6.8 Tronçon N718-N743 (P-KALAA)

L'eau est acheminée dans ce tronçon gravitairement

Données :

- Longueur :  $L = 326$  m,
- Débit :  $Q = 0.013$  m<sup>3</sup>/s,
- Hauteur géométrique :  $H_g = 1.83$  m.

Les formules (III.3) et (III.4) illustrent que les diamètres normalisés sont : 150mm, 175 mm et 200mm Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.8) :

TABLEAU III.8 – Calcul des pertes de charges totales dans la conduite

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	$\lambda$	J (m/m)	Ht (m)
326	0.15	0.736	84857.8017	0.006	0.032	0.0058	2.1744
<b>326</b>	<b>0.175</b>	<b>0.541</b>	<b>72770.9454</b>	<b>0.0057</b>	<b>0.032</b>	<b>0.0027</b>	<b>1.02</b>
326	0.2	0.414	63643.3513	0.005	0.031	0.0014	0.525

L'eau s'écoule gravitairement du P-BONI vers P-KALAA. Une condition doit être vérifiée ;

- $H_t \leq H_g$

Pour garantir cette condition, on opte pour un diamètre de 175mm,  $H_t=1.02$ m est inférieur à la hauteur géométrique  $H_g=1.83$ m. . Cette condition est vérifiée avec une vitesse de 0.541m/s

## III.7 Conclusion

A travers ce chapitre, consacré à l'adduction, nous présumons avoir touché aux grands axes de l'étude, en calcule les différents paramètres, à savoir la vitesse d'écoulement, les pertes de charge.

## CHAPITRE IV

# Chapitre IV

## Réservoirs

### IV.1 Introduction

Les réservoirs servent à stoker temporairement l'eau potable en attendant sa distribution. Ils permettent essentiellement de réguler la pression et le débit entre la phase de production et la phase de consommation. Leur rôle est d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production et de la restituer lorsqu'elle en devient supérieure.

### IV.2 Définition

Le réservoir est un ouvrage destiné à entreposer l'eau, et joue un rôle tampon entre le débit demandé par les abonnés et celui fourni par l'adduction. Il permet également de faire face aux demandes exceptionnelles en cas d'incendie. Il est placé en général sur un sommet géographique pour permettre la distribution sous pression.

### IV.3 Principales fonctions d'un réservoir

On peut classer les fonctions principales assurées par les réservoirs selon deux points de vue, soit technique ou économique[6] :

⇒ Du point de vue technique

Le réservoir assure les fonctions suivantes :

- La simplification de l'exploitation.
- La régulation du débit.
- La régulation de la pression.
- La sécurité d'approvisionnement.

⇒ Du point de vue économique

Le réservoir permet la réduction

- Des investissements sur le réseau de distribution.
- Des investissements sur les ouvrages de production.

- Des dépenses d'énergie.

## IV.4 Emplacement des réservoirs

L'emplacement des réservoirs pose souvent un problème délicat à résoudre, car on doit tenir compte des considérations suivantes :

- L'emplacement des réservoirs doit être choisi de telles façons à pouvoirs les abonnées en pression suffisante.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence à l'extrémité de la ville ou au centre de la ville (pour diminuer la perte de charge).
- La distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.

## IV.5 Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon différents critères, tels que[13] :

**a. Le matériel utilisé :**

- Réservoir métallique.
- Réservoir en maçonnerie.
- Réservoir en béton armé.

**b. La disposition :**

- Réservoir Enterrés.
- Réservoir surélevé (châteaux d'eau).
- Réservoir semi enterré.
- Réservoir enterré.

**c. L'usage :**

- Réservoir d'accumulation.
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir de traitement.

**d. La forme :**

- Réservoir cylindrique.
- Réservoir rectangulaire.
- Réservoir sphérique.

## IV.6 Les exigences principales à satisfaire par les réservoirs

### IV.6.1 La durabilité

Ils doivent être construits en matériaux adéquats, les surfaces en contact avec l'eau ne doivent pas se désagréger ou communiquer des saveurs et odeurs désagréables.[13]

### IV.6.2 Etanchéité

Paramètre essentielle d'un réservoir, afin d'éviter les fuites et fissurations, garder l'eau à l'abri des infiltrations de pluie, poussière ou autres contaminations extérieures.[13]

### IV.6.3 Résistance

Le réservoir doit être dimensionné de manière à résister aux efforts internes et externes qu'il subit.[13]

### IV.6.4 Entretien de l'ouvrage

Les réservoirs doivent être visitables afin de prévoir d'éventuels nettoyages et travaux de maintenance.[13]

## IV.7 Equipements des réservoirs

Les réservoirs doivent être équipés de[3] :

### IV.7.1 Conduite d'adduction :

L'eau arrive au réservoir par débordement afin de permette son oxygénation. L'adduction doit s'obturer dès que l'eau atteint le niveau maximum du réservoir, cette obturation se réalise grâce à un robinet flotteur.

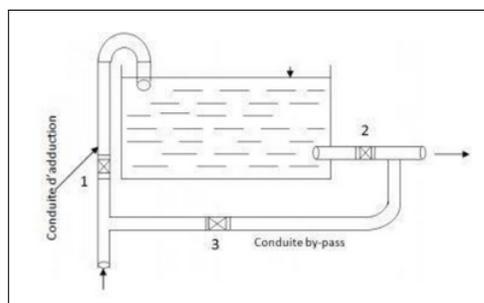


FIGURE IV.1 – Conduite d'adduction.

### IV.7.2 Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessous du radier en vue d'éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve, il y a lieu aussi de réserver un minimum de 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

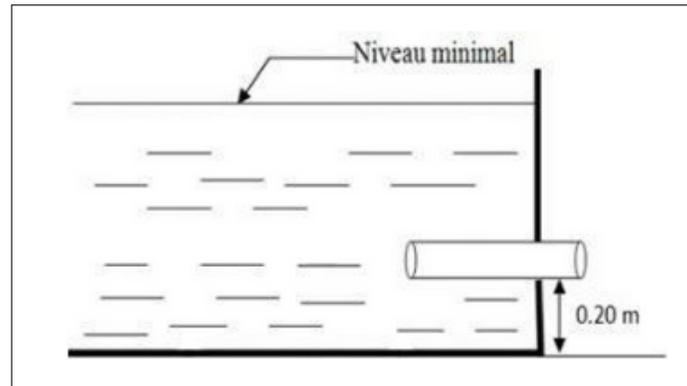


FIGURE IV.2 – Conduite de distribution.

### IV.7.3 Conduite de trop plein

Elle sert à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir vers un exutoire lorsque le niveau d'eau dans celui-ci atteint sa limite maximale. Il est prévu en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage. Pour éviter l'intrusion ou les moustiques, on aménage un siphon dans la conduite de trop plein.

### IV.7.4 Conduite de vidange

On l'installe au bas du réservoir et on la raccorde avec la conduite de trop plein .Elle comporte un robinet vanne pour d'éventuels nettoyages ou réparation dans le réservoir.

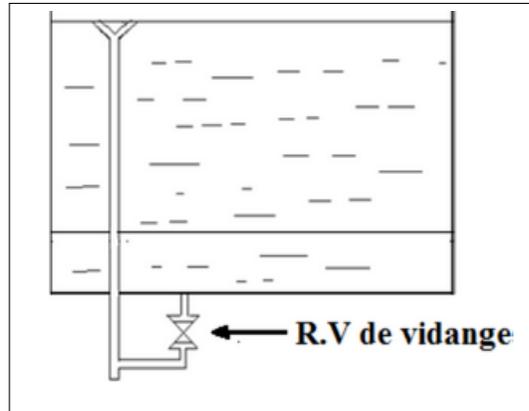


FIGURE IV.3 – Trop plein et vidange.

### IV.7.5 Conduite de by-pass

Ce dispositif relie l'adduction à la distribution. Il ne fonction qu'au moment du nettoyage ou de réparation du réservoir.

En temps normal 1 et 2 sont ouvertes et 3 est fermée.

En by-pass on ferme 1 et 2 et on ouvre 3, (fig.IV.1)

### IV.7.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver surement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut interdire son utilisation, pour cela, on utilise un système en siphon (fig.IV4) : (en temps normale : 1 est fermé et 2 est ouvert. En cas d'incendie : il suffit d'ouvrir le 1), la réserve dans ce cas est une zone d'eau morte, qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

L'évent du siphon interdit l'utilisation d'eau en dessous du niveau N-N tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie), son fonctionnement est le suivant :

Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.

Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

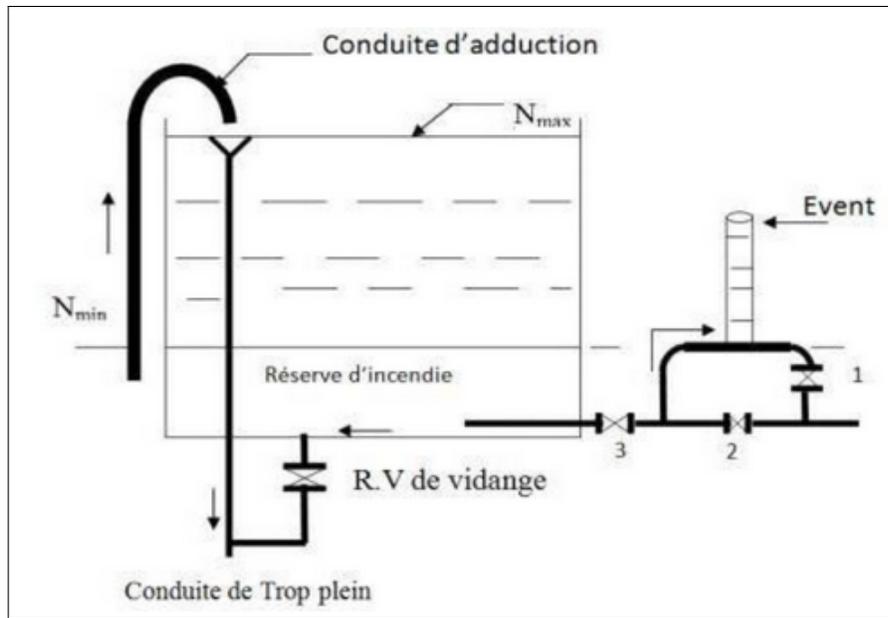


FIGURE IV.4 – Matérialisation de la réserve d'incendie.

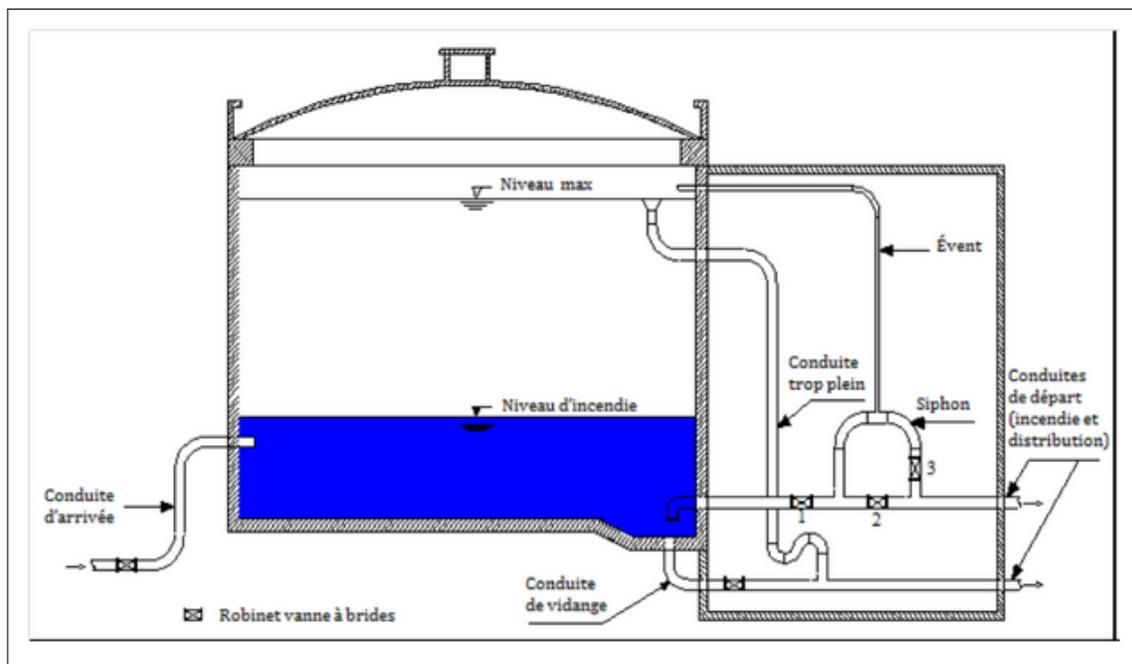


FIGURE IV.5 – Schéma général de réservoir.

## IV.8 Capacité du réservoir

Le volume maximal de stockage du réservoir à prévoir peut être déterminé par deux Méthodes[10] :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

### IV.8.1 Méthode analytique

Le régime de consommation de chaque localité ( $K_{max.h}$ ) sera défini d'après les résultats Expérimentaux présentés sous forme de tableau (voir annexe I : Régime de consommation des Agglomérations).

Le volume maximal de stockage du réservoir pour la consommation est déterminé par la formule suivante[13] :

$$V_{max} = \frac{P\% * Q_{max.j}}{100} \quad (IV.1)$$

Avec :

- $V_{max}$  : Volume maximal de stockage pour la consommation en  $m^3$
- $Q_{max.j}$  : Consommation maximale journalière ( $m^3/j$ )
- $P\%$  : Résidu maximal dans le réservoir en (%)

#### IV.8.1.1 Détermination de la valeur de « P% »

Connaissant la valeur de ( $K_{max\_h}$ ), on répartit la consommation maximale journalière sur 24h ; On répartit ensuite, le débit de pompage qui se fait sur 20heures tout au long de la Journée.

La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, nous donne soit un surplus soit un déficit. On détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, ce qui nous donne la valeur maximal de P%, qui sera calculée par la formule suivante[13] :

$$P\% = |P_{max}(\%)| + |-P_{min}(\%)| \quad (IV.2)$$

Avec

- $P_{max}$  : les résidus maximaux trouvés dans la journée.
- $P_{min}$  : les résidus minimaux trouvés dans la journée.

### IV.8.2 Méthode graphique

Elle représente les courbes d'apport et de la consommation journalière. Le volume sera en valeur absolue, la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond à[13] :

$$V_{max} = |V_{max+}| + |V_{min-}| \quad (IV.3)$$

### IV.8.3 Calcul du volume total de réservoir

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \quad (IV.4)$$

Avec

$V_{inc}$  : Volume d'incendie est égal à  $120 \text{ m}^3$  [3]

## IV.9 Dimensionnement des réservoirs

### IV.9.1 La capacité du réservoir de (P – DJAFRA)

Le réservoir de DJAFRA assure l'alimentation des réservoirs de tous les villages de la commune par gravitation ainsi que les agglomérations du village DJAFRA par gravitation[1].

La capacité de ce réservoir est de  $4000 \text{ m}^3$ , le débit qu'il reçoit est de  $1728 \text{ m}^3/\text{j}$ , Soit un débit réparti sur :

$$Q(\text{DJAFRA}) = 432 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q(\text{gravité}) = 1296 \text{ m}^3/\text{j}$$

### IV.9.2 Dimensionnement du réservoir Tazla

Ce réservoir assure l'alimentation de la localité de Tazla avec un débit de  $Q = 57.02 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Avec :

$$K_{max.h} = 2.5, Q(\text{transit}) = 1238.98 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau (IV.1) suivant montre le calcul de la capacité du réservoir Tazla.

TABLEAU IV.1 – Dimensionnement du réservoir Tazla

Heure	Apports		Distribution		Transit		sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h				
0 1	4.17	54	0.0264	2.38	3.98	51.62	4.01	0.16		0.16
1 2	4.17	54	0.0264	2.38	3.98	51.62	4.01	0.16		0.32
2 3	4.17	54	0.0528	2.38	3.98	51.62	4.03	0.14		0.46
3 4	4.17	54	0.0528	2.38	3.98	51.62	4.03	0.14		0.6
4 5	4.17	54	0.154	2.38	3.98	51.62	4.13	0.04		0.64
5 6	4.17	54	0.154	2.38	3.98	51.62	4.13	0.04		0.68
6 7	4.17	54	0.198	2.38	3.98	51.62	4.19		-0.02	0.66
7 8	4.17	54	0.4488	2.38	3.98	51.62	4.44		-0.27	0.39
8 9	4.17	54	0.3872	2.38	3.98	51.62	4.39		-0.22	0.17
9 10	4.17	54	0.286	2.38	3.98	51.62	4.28		-0.11	0.06
10 11	4.17	54	0.1804	2.38	3.98	51.62	4.16	0.01		0.07
11 12	4.17	54	0.2156	2.38	3.98	51.62	4.21		-0.04	0.03
12 13	4.17	54	0.154	2.38	3.98	51.62	4.13	0.04		0.07
13 14	4.17	54	0.154	2.38	3.98	51.62	4.13	0.04		0.11
14 15	4.17	54	0.2068	2.38	3.98	51.62	4.21		-0.04	0.07
15 16	4.17	54	0.2728	2.38	3.98	51.62	4.26		-0.09	-0.02
16 17	4.17	54	0.4576	2.38	3.98	51.62	4.43		-0.28	-0.03
17 18	4.17	54	0.4136	2.38	3.98	51.62	4.42		-0.25	-0.55
18 19	4.17	54	0.3212	2.38	3.98	51.62	4.34		-0.17	-0.72
19 20	4.17	54	0.0704	2.38	3.98	51.62	4.04	0.13		-0.59
20 21	4.17	54	0.0704	2.38	3.98	51.62	4.05	0.12		-0.47
21 22	4.17	54	0.044	2.38	3.98	51.62	4.02	0.15		-0.32
22 23	4.17	54	0,0264	2.38	3.98	51.62	4.01	0.16		-0.16
23 24	4.17	54	0,0264	2.38	3.98	51.62	4.01	0.16		0
<b>TOTAL</b>	<b>100</b>	<b>1296</b>	<b>4.40</b>	<b>57.02</b>	<b>95.60</b>	<b>1238.98</b>	<b>100</b>	<b>1.49</b>	<b>-1.49</b>	

Nous avons donc :

$$P\% = |P_{max}(\%)| + |-P_{min}(\%)| = 0.68 + 0.72 = 1.4$$

$$V_{res} = \frac{P\% * Q_{max.j}}{100} = 1.4 * \frac{1296}{100} = 18.14m^3$$

$$V_T = V_{res} + V_{inc} = 18.14 + 120 = 138.14$$

La capacité du réservoir TAZLA est de  $150 m^3(50 + 100)$ .

Le réservoir existant :  $V=50 m^3$  Le réservoir à projeter :  $V = 100m^3$

Calcul du diamètre de réservoir à projeter : On fixe la hauteur de réservoir à 3m,

$$D = \sqrt{\frac{4 * 100}{\pi * 3}} = 6.52m$$

### IV.9.3 Dimensionnement du réservoir Boni

Ce réservoir reçoit un débit de  $100.224m^3/j$ ,  $Q$  (transit) =  $1138.752m^3/j$  avec  $K_{max}.h = 2.5$  Le tableau (IV.2) montre le calcul de la capacité du réservoir BONI :

TABLEAU IV.2 – Dimensionnement du réservoir BONI

Heure	Apports		Distribution		Transit		sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h				
0 1	5	61.95	0.06	4.18	3.83	47.45	3.89	1.11		1.11
1 2	5	61.95	0.06	4.18	3.83	47.45	3.89	1.11		2.22
2 3	5	61.95	0.11	4.18	3.83	47.45	3.94	1.06		3.28
3 4	5	61.95	0.11	4.18	3.83	47.45	3.94	1.06		4.34
4 5	5	61.95	0.29	4.18	3.83	47.45	4.12	0.88		5.22
5 6	5	61.95	0.29	4.18	3.83	47.45	4.12	0.88		6.1
6 7	5	61.95	0.37	4.18	3.83	47.45	4.20	0.80		6.9
7 8	5	61.95	0.82	4.18	3.83	47.45	4.65	0.35		7.25
8 9	5	61.95	0.71	4.18	3.83	47.45	4.54	0.46		7.71
9 10	5	61.95	0.53	4.18	3.83	47.45	4.36	0.64		8.35
10 11	5	61.95	0.33	4.18	3.83	47.45	4.16	0.84		9.19
11 12	5	61.95	0.33	4.18	3.83	47.45	4.16	0.84		10.03
12 13	5	61.95	0.28	4.18	3.83	47.45	4.11	0.89		10.92
13 14	5	61.95	0.28	4.18	3.83	47.45	4.11	0.89		11.81
14 15	5	61.95	0.38	4.18	3.83	47.45	4.21	0.79		12.6
15 16	5	61.95	0.50	4.18	3.83	47.45	4.33	0.67		13.27
16 17	5	61.95	0.84	4.18	3.83	47.45	4.67	0.33		13.6
17 18	5	61.95	0.76	4.18	3.83	47.45	4.59	0.41		14.01
18 19	0	0	0.59	4.18	3.83	47.45	4.42		-4.42	9.59
19 20	0	0	0.13	4.18	3.83	47.45	3.96		-3.96	5.63
20 21	0	0	0.13	4.18	3.83	47.45	3.96		-3.96	1.67
21 22	0	0	0.08	4.18	3.83	47.45	3.91		-3.91	-2.24
22 23	5	61.95	0.05	4.18	3.83	47.45	3.88	1.12		-1.12
23 24	5	61.95	0.05	4.18	3.83	47.45	3.88	1.12		0
<b>TOTAL</b>	<b>100</b>	<b>1238.98</b>	<b>8.09</b>	<b>100.23</b>	<b>91.91</b>	<b>1138.75</b>		<b>16.25</b>	<b>-16.25</b>	

Nous avons donc :

$$P\% = |P_{max}(\%)| + |-P_{min}(\%)| = 14.01 + 2.24 = 16.25$$

$$V_{res} = \frac{P\% * Q_{max.j}}{100} = 16.25 * \frac{1238.98}{100} = 201.33m^3$$

$$V_T = V_{res} + V_{inc} = 201.33 + 120 = 321.33m^3$$

La capacité du réservoir BONI est de  $350 m^3$  ( $50+300$ ).

Le réservoir existant :  $V=50 m^3$  Le réservoir à projeter :  $V=300m^3$

Calcul du diamètre de réservoir à projeter :

On fixe la hauteur de réservoir à 3 m,

$$D = \sqrt{\frac{4 * 300}{\pi * 3}} = 11.89m$$

## IV.10 Conclusion

Le calcul des capacités des réservoirs montre la nécessité d'implanter de nouveaux réservoirs, à savoir : 2 réservoirs.

- Un réservoir de capacité de  $100 m^3$  à Tazla.
- Un réservoir de capacité de  $300 m^3$  à Boni.

# CHAPITRE V

# Protection des conduites contre le coup de Bélièr

## V.1 Introduction

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux pressions et aux dépressions éventuelles, et aux flexions longitudinales. Ainsi qu'à l'agressivité des sols.

En plus de ces contraintes, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélièr dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ces effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

## V.2 Définition du coup de bélièr

Les changements du régime d'écoulement d'un fluide contenu à l'intérieur d'une conduite entraînent souvent de brusques variations de pressions. Ces écarts seront d'autant plus importants que la modification du débit a été brutale.

D'une manière générale, le coup de bélièr exprime toute variation de pression dans une conduite en charge, consécutive à une manœuvre quelconque de l'obturateur aval. Le coup de bélièr est un phénomène non stationnaire de propagation d'ondes de pression à très hautes vitesses. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un organe provoque une prompt modification du débit. Par conséquent, les forces dynamiques qui en résultent peuvent engendrer des ruptures de canalisations, dégâts matériels et quelques fois des pertes de vies humaines, d'où la nécessité de renforcement des ouvrages concernés, en particulier les conduites appelées alors conduites forcées[13]

## V.3 Causes fréquentes du coup de bélier

En ingénierie d'hydraulique, les causes fréquentes occasionnant des coups de bélier sont[13] :

- l'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites gravitaires en charge ;
- la mise en marche ou l'arrêt des pompes sur des conduites de refoulement ;
- implosion des poches d'air suite à une cavitation ;
- modification de la vitesse angulaire d'une pompe ;
- coupure électrique inopinée dans une station de pompage qui est la cause la plus fréquente du coup de bélier en hydraulique urbaine ;
- variation d'un plan d'eau relié à un réseau en charge ;
- vibration des accessoires de contrôle comme les vannes.

Cette liste est loin d'être exhaustive, et beaucoup d'autres situations complexes. Engendrent ce phénomène.

## V.4 Moyens de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet[4] :

- de limiter la surpression.
- de limiter la dépression.

Nous disons qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations que pour la conduite de refoulement ou autres.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Volants d'inertie ;
- Soupapes de décharge ;
- Les ventouses ;
- Réservoir d'air ;
- Cheminée d'équilibre ;
- Clapet by-pass.

## V.5 Etude du coup de bélier

### V.5.1 Détermination de la célérité de l'onde

La célérité de l'onde ( $a$ ) est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante :

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k' \frac{D}{e}}} \quad (\text{V.1})$$

Avec

- D : diamètre de la conduite de refoulement (mm). ' : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite,
- $K' = 0,6$  pour la fonte ductile
- $K' = 0,6$  pour l'acier
- $K' = 83$  pour le PEHD.
- e : épaisseur de la conduite (mm)

### V.5.2 Détermination de la valeur de surpression et de dépression

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H_{max} = \pm \frac{aV_0}{g} \quad (V.2)$$

Avec

- $V_0$  : vitesse d'écoulement en régime normal (m/s);
- g : accélération de la pesanteur ( $9,81 \text{ m}^2/\text{s}$ )
- a : célérité de l'onde en (m/s).

On peut distinguer deux cas pour la valeur maximale du coup de bélier :

#### 1er cas : fermeture brusque :

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

$$T < \frac{2l}{a} \quad (V.3)$$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a * V_0}{g} \quad (V.4)$$

Avec

- B : la valeur du coup de bélier (m)
- a : La célérité de l'onde (m /s)
- $V_0$  : vitesse d'écoulement
- g : accélération de la pesanteur en  $\text{m}/\text{s}^2$

La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$\boxed{H_s = H_0 + B} \quad (\text{V.5})$$

La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$\boxed{H_d = H_0 - B} \quad (\text{V.6})$$

Avec

—  $H_0$  : la pression absolue au point le plus haut de la conduite, telle que :

$$\boxed{H_0 = H_g + 10} \quad (\text{V.7})$$

Avec

—  $H_g$  : hauteur géométrique de refoulement

— 10 : pression atmosphérique

—  $H_0$  : pression absolue de la conduite

**2eme cas : fermeture lente** : La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que :

$$\boxed{T > \frac{2L}{a}} \quad (\text{V.8})$$

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

$$\boxed{B = \frac{2 * L * V_0}{g * T}} \quad (\text{V.9})$$

Avec

— B : valeur du coup de bélier en (m)

—  $V_0$  : vitesse de l'écoulement en (m/s)

— L : longueur de la conduite en (m)

— g : accélération de pesanteur en (m/s<sup>2</sup>)

— T : temps de fermeture en (s)

## V.6 Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons, et de vérifier que ces valeurs ne dépassent pas les valeurs de la pression de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression.

### V.6.1 Calcul du coup de bélier pour les tronçons gravitaires

TABLEAU V.1 – Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons gravitaires

Tronçon	matériau	L (m)	D (mm)	E (mm)	V0 (m/s)	H0 (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)
P-DJAFRA-N86	PEHD	1200	200	9.5	0.64	40.45	233.6	15.24	55.69	25.2
N86-N274	FONTE	3600	200	6	0.636	20.58	1197.9	77.66	98.24	-57
N274-(P-TAZLA)	ACIER	121	150	4.5	1.132	20.18	1197.9	138.22	158.4	-118
(P-TAZLA)-R-TAZLA	ACIER	181	40	4.5	0.525	311.79	1351.8	72.34	384.13	239.4
N280-N523	ACIER	3699	200	4.5	0.44	12.99	1143.4	51.28	64.27	-38.3
N523-(P-BONI)	FONTE	2350	150	6	0.793	106.51	1244.3	100.58	207.09	5.92
N718-(R-BONI)	FONTE	541	50	4.5	0.509	25.71	1289.3	66.89	92.6	-41.1
N718-(P-KALAA)	FONTE	326	175	6	0.541	10.83	1220.4	67.3	78.13	-56.4

D'après les résultats obtenus dans le tableau (V.1), nous remarquons que les tronçons **P-DJAFRA-N86**, **P-TAZLA-R-TAZLA** et **N523-P-BONI** vérifient la pression nominale de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression ; par contre les tronçons **N86-N274**, **N274-(P-TAZLA)**, **N280-N523**, **N718-(R-BONI)**, **N718-(P-KALAA)** présente des dépressions , donc ils devrait être protégés.

En variant le temps, la dépression diminue, le calcul des temps nécessaires pour rendre moins fort le front d'onde est représenté dans le tableau (V.2) :

TABLEAU V.2 – Calcul du coup de bélier après le temps de fermeture

Tronçon	matériau	L (m)	D (mm)	E (mm)	V0 (m/s)	H0 (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	T (s)
P-DJAFRA-N86	PEHD	1200	200	9.5	0.64	40.45	233.6	15.24	55.69	25.2	/
N86-N274	FONTE	3600	200	6	0.636	20.58	1197.9	18.7	39.28	1.88	25
N274-(P-TAZLA)	ACIER	121	150	4.5	1.132	20.18	1197.9	5.58	25.76	14.6	5
(P-TAZLA)-R-TAZLA	ACIER	181	40	4.5	0.525	311.79	1351.8	72.34	384.13	239.4	/
N280-N523	ACIER	3699	200	4.5	0.44	12.99	1143.4	12.76	25.75	0.23	26
N523-(P-BONI)	FONTE	2350	150	6	0.793	106.51	1244.3	100.58	207.09	5.92	/
N718-(R-BONI)	FONTE	541	50	4.5	0.509	25.71	1289.3	11.22	36.93	14.5	5
N718-(P-KALAA)	FONTE	326	175	6	0.541	10.83	1220.4	7.19	18.02	3.64	5

## V.7 Conclusion

D'après l'étude effectuée dans ce chapitre, dans le but de protéger notre canalisation contre le coup du bélier, les valeurs de ce dernier montrent que tous les tronçons vérifient la pression nominale de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression.

# CHAPITRE VI

# Chapitre VI

## Distribution

### VI.1 Introduction

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront piqués en vue de satisfaire les consommateurs.

Toutefois, une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins domestiques, industriels ou agricoles.

### VI.2 Types de réseaux

On distingue plusieurs types de réseau de distribution[11]

- Réseaux ramifiés
- Réseaux maillés
- Réseaux étages
- Réseaux mixtes

#### VI.2.1 Le réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires branchées tout au long de la conduite principale.

C'est un réseau arborescent qui n'assure aucune distribution en retour, il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que toute la population à l'aval soit privée d'eau.

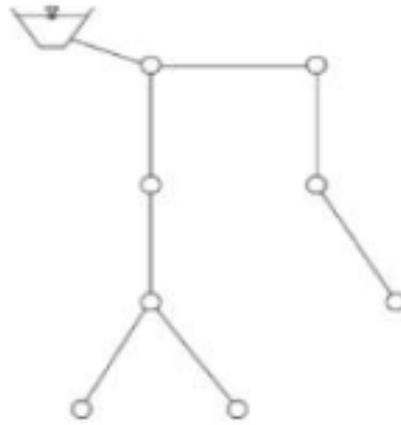


FIGURE VI.1 – Réseau ramifié.

### VI.2.2 Le réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons, disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées, en suivant son tracé.

Contrairement aux réseaux ramifiés, le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon.

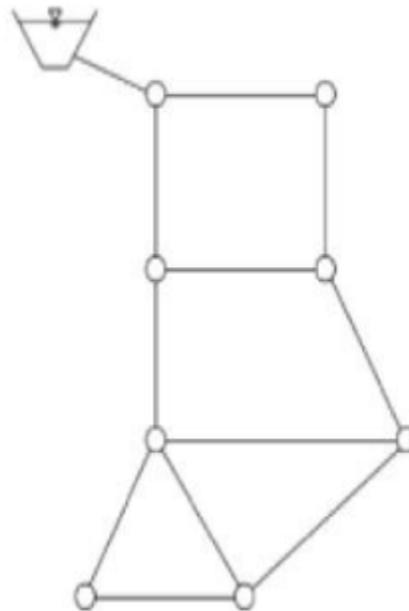


FIGURE VI.2 – Réseau maillé.

### VI.2.3 Le Réseau étagé

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveaux très importantes, ce qui fait que la distribution de l'eau par le réservoir donne de fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées).

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

### VI.2.4 Le réseau mixte

Ce sont des réseaux constitués d'une partie ramifiée et d'une autre maillé, il est utilisé pour des agglomérations présentant des endroits plats et d'autres accidentés.

## VI.3 Choix du réseau à adopter

Toutes les cotes sont connues, le réseau de distribution projeté est ramifié.

### VI.3.1 Matériaux à utiliser

Le réseau sera réalisé avec des conduites en PEHD pour les avantages dont il dispose :

- Bonne élasticité
- Fiabilité au niveau des branchements
- Coefficient de rugosité faible
- Bonne résistance aux hautes températures
- Bonne résistance aux tensions
- Facilité de pose
- Bonne résistance à la corrosion
- Disponible sur le marché

### VI.3.2 Conception d'un réseau

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons.

- l'emplacement des quartiers
- l'emplacement des consommateurs
- le relief
- le souci d'assurer un service souple et précis

Le principe de réalisation du tracé est comme suit :

- choisir le lieu de consommation principal
- déterminer le sens principal de l'écoulement
- tracer les conduites maitresses

## VI.4 Calcul hydraulique du réseau de distribution

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau s'effectuent de la manière suivante :

Tout d'abord nous déterminons :

- la longueur de chaque tronçon du réseau
- les débits routes pendant les heures considérées
- les débits spécifiques en considérant les débits routes,
- les débits supposés concentrés aux nœuds

### VI.4.1 Déterminer les débits du réseau

#### VI.4.1.1 Débit de pointe

C'est le débit qui représente la consommation maximale horaire, par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution.

#### VI.4.1.2 Débit spécifique

On admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur toutes les longueurs du réseau, on utilise donc la notion de débit spécifique en  $l/s/m^2$ . Ce débit se calcul comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max.h}}{\sum L_i} \quad (VI.1)$$

Avec :

- $Q_{max.h}$  : Débit maximum horaire (l/s)
- $\sum L_i$  : Somme de longueurs alimentées par le réseau

#### VI.4.1.3 Débits 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 suivante :

$$Q_r = Q_{sp} * L_i \quad (VI.2)$$

Avec :

- $Q_r$  : Débit en route (l/s)
- $Q_{sp}$  : Débit spécifique (l/s)
- $L_i$  : Longueur du tronçon considéré (m)

## VI.4.2 Débits aux nœuds

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont calculés par la formule suivante[3] :

$$Q_{ni} = \frac{1}{2} \sum Q_{ri} + Q_t \quad (\text{VI.3})$$

Avec

- $Q_{ni}$  : Débit nodal du noeud concerné
- $Q_{ri}$  : Somme des débits en route autour du nœud i (l/s)

## VI.4.3 Calcul des pertes de charge

Dans les modes de calcul des pertes de charge qui existe dans le logiciel de simulation EPANET on opte pour la formule de Darcy-Weisbach.

### VI.4.3.1 Pertes de charge linéaire

Les pertes de charge linéaires sont déterminées à partir de la formule de DARCY-WEISBACH[3] :

$$\Delta H_L = \frac{L\lambda V^2}{2gD} \quad (\text{VI.4})$$

- V : est la vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s)
- g : l'accélération de la pesanteur ( $g = 9,81\text{m/s}^2$ )
- L : longueur de la conduite (m)
- D : diamètre intérieur de la conduite (m).
- $\lambda$  : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge).donné par la formule de COLBROOK

$$\lambda = f * \left( Re, \frac{\epsilon}{D} \right) \quad (\text{VI.5})$$

- Re : nombre de REYNOLDS
- $\epsilon$  : rugosité absolue pour le PEHD on prend  $\lambda=0,01\text{mm}$

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (\text{VI.6})$$

- V : vitesse d'écoulement (m/s).
- $\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau, à  $20^\circ\text{C} = 1.0110\text{-}6 \text{ m}^2/\text{s}$

### VI.4.3.2 Pertes de charges singulières

Généralement les pertes de charge singulières sont estimées à 10-15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 15\% * \Delta H_L \quad (\text{VI.7})$$

Donc la formule des pertes de charge totale sera :

$$\Delta H_T = (1,15 * \Delta H_L) \quad (\text{VI.8})$$

### VI.4.4 Calcul des pressions de service du réseau (au sol)

Pour que notre réseau soit convenable, il faut qu'il assure la pression minimale en tout point de ce dernier à alimenter. En pratique la pression peut être assurée dans une fourchette de (1bar - 6bar).avec une vitesse acceptable (0.5 – 1.5 m/s).

Connaissant les cotes des différents nœuds de notre réseau, ainsi que les pertes de charges, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol, telle que :

$$P_s = C_p - C_{TN} - J_T \quad (\text{VI.9})$$

Avec

- $P_s$  : pression au sol (m).
- $C_p$  : cote piézométrique(m).
- $C_{TN}$  : cote de terrain naturel (m).
- $J_T$  : perte de charge totale (m)

## VI.5 Dimensionnement du réseau

### VI.5.1 Réseau de BONI

Pendant ce chapitre on peut déterminer les différents débits du réseau en utilisant le débit De point Qp.

- $Q_p = Q_{\max h}$
- $Q_p = 0.786 \text{ l/s}$

Le débit spécifique est :

$$Q_{sp} = \frac{0.786}{1287.86} = 0.00061 \text{ l/s.m}$$

### VI.5.1.1 Débits en route

Le tableau (VI.1) donne le calcul des débits en route de chaque tronçon

TABLEAU VI.1 – Les débits de route pour le cas « de point ».

Tronçon	L (m)	QR (pointe) (l/s)	Tronçon	L (m)	QR (pointe) (l/s)
RV – BN1	536	0.327	BN5- BN6	73.62	0.045
BN1 – BN2	77.99	0.048	BN5 – BN7	161.21	0.098
BN1 – BN3	77.99	0,048	BN7 – BN8	110.77	0.068
BN3 –BN4	46.66	0.028	BN7 – BN9	150.24	0,092
BN3 – BN5	53.38	0.033			

### VI.5.1.2 Débits aux nœuds

Le tableau (V.2) donne le calcul des débits aux nœuds.

TABLEAU VI.2 – Les débits aux nœuds

Nœuds	Tronçons	Qqn (l/s)
R1	RV-BN1	0.1635
2	RV-BN1	0.2115
	BN1-BN2	
	BN1-BN3	
3	BN1-BN2	0.024
4	BN1-BN3	0.0545
	BN3-BN4	
	BN3-BN5	
5	BN3-BN4	0.014
6	BN3-BN5	0.088
	BN5-BN6	
	BN5-BN7	
7	BN5-BN6	0.0225
8	BN5-BN7	0.129
	BN7-BN8	
	BN7-BN9	
9	BN7-BN8	0.034
10	BN7-BN9	0.046

Pendant ce chapitre on peut déterminer les différents débits du réseau en utilisant le débit De point Qp.

## VI.6 Calcul du réseau par logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur une longue durée dans les réseaux.

### VI.6.1 Les Etapes de l'utilisation d'EPANET

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

- Importer le tracé du réseau
- enregistré sous un fichier Auto-CAD.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Décrire le fonctionnement du système.
- Sélectionner un ensemble d'option de simulation.
- Lancer la simulation.
- Constatation des résultats de la simulation.

### VI.6.2 Les résultats de la simulation

Après avoir introduit les débits nodaux et les altitudes, et les diamètres pour le cas de fonctionnement du système de distribution, nous avons pu déterminer les débits de chaque tronçon du réseau et cela nous permettra ensuite de dimensionner le réseau.

On remarquant que les pressions supérieures à 6 Bar et les vitesses sont supérieur à 1.5 m/s. Pour avoir un réseau de distribution qui fonctionne avec les conditions adéquates il va falloir effectuer des changements dans le réseau avec l'utilisation des :

- Vannes de régulation des pressions.
- Vannes de régulation des débits.
- Changements des diamètres des tronçons.

Après plusieurs itérations on a mis le réseau sous des conditions adéquates de fonctionnement d'un système de distribution. Le système de distribution fonctionne sous des conditions adéquates, avec une pression (1Bar-6Bar), et une vitesse de (0.5m/s-1 m/s).

Les résultats de la dernière simulation en détail sont représentés dans les tableaux (V.5) et (V.5) et (V.6) :

TABLEAU VI.3 – Récapitulation des résultats pour chaque tronçon

N° de tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaire (Km/m)
Tuyau 1	536	30	0,88	34.31
Tuyau 2	77.99	7	0,62	15.25
Tuyau 3	77.99	28	0,63	19.94
Tuyau 4	46.66	5	0,71	187.22
Tuyau 5	53.38	23	0,77	36.28
Tuyau 6	73.62	15	0,50	26.72
Tuyau 7	161.21	18	0,82	54.56
Tuyau 8	110.77	9	0,53	55.28
Tuyau 9	150.24	6.5	0,49	70.04
Tuyau 10	1000	12	0,26	10.52

**Remarque** : les résultats des diamètres obtenus ne correspondent pas aux attentes réelles.

TABLEAU VI.4 – Récapitulation des résultats au niveau du chaque nœud

Nœuds	Charge (m)	Pression (m)	Nœuds	Charge (m)	Pression (m)
Réservoir	1205.4	10.00	Nœud 6	1173.33	18.22
Nœud 2	1171.22	25.79	Nœud 7	1169.19	24.33
Nœud 3	1174.07	15.25	Nœud 8	1174.47	4.13
Nœud 4	1170.85	24.61	Nœud 9	1168.47	16.25
Nœud 5	1174.68	12.04	Nœud 10	1173.36	0.84

**Remarque** : les données « diamètres externes avec les diamètres internes » sont représentés dans l'annexe (VI.1).

Les pressions aux nœuds du réseau de village BONI sont représentées dans la figure (VI.3) suivant :

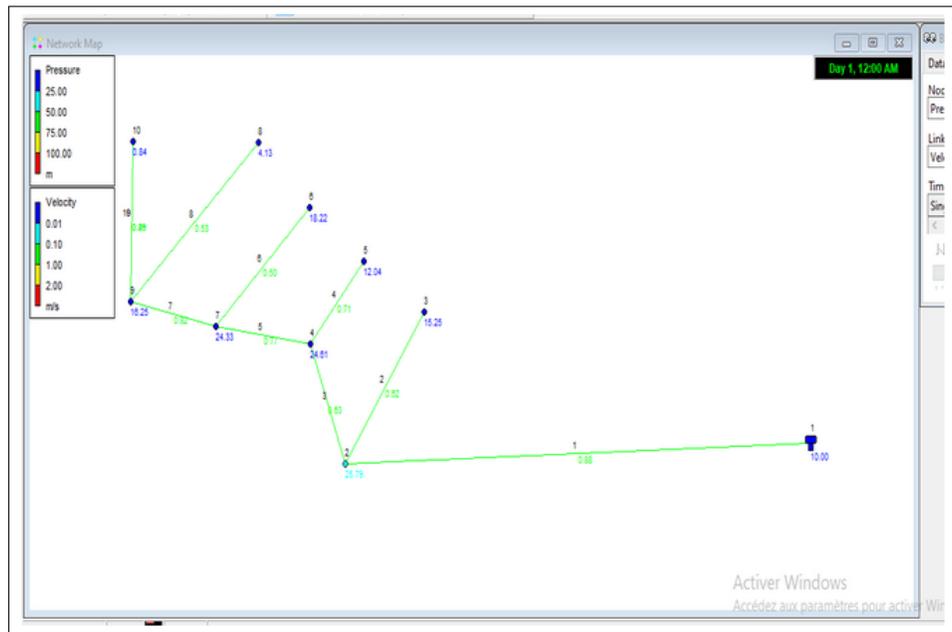


FIGURE VI.3 – Pression aux nœuds du réseau du village BONI.

## VI.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les diamètres des différents tronçons, et nous pouvons dire que notre système de distribution fonctionne dans des conditions de vitesses et pressions adéquates.

# CHAPITRE VII

# Chapitre **VII**

## Système d'information géographique(SIG)

### **VII.1 Introduction**

La gestion d'un réseau d'alimentation en eau potable nécessite le suivi du comportement hydraulique de tous les accessoires du réseau (conduites, vannes...).

L'élaboration d'un système d'information géographique (S.I.G) servira d'outil d'aide à la gestion pouvant donner l'information complète sur tous les paramètres du réseau, en temps opportun, avec une mise à jour suite à chaque modification opérée sur le réseau.

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 nous permettre d'assurer l'installation et la gestion du réseau afin d'une utilisation rationnelle et optimale de ce dernier.

### **VII.2 Présentation du système d'information géographique SIG**

#### **VII.2.1 Système d'information géographique**

Un SIG est un système capable d'acquérir, d'organiser, de traiter, d'analyser et de diffuser des données géospatiales afin de produire des cartes, des plans et des bases de données spatiales.

Désignant à la fois les aspects logiciels mais également les aspects méthodologiques et humains, les SIG sont aujourd'hui de véritables outils de connaissance et d'outils d'aide à la décision dans de nombreux domaines. L'ensemble des outils et procédures permettant la représentation et l'étude de phénomènes spatiaux grâce à des données géographiques est désigné sous le terme de géomatique (combinaison des termes géographie et informatique)[7].

## VII.2.2 Composantes d'un SIG

Un SIG comprend 4 composantes essentielles (Figure.VII.1) :

- Matériel informatique : ordinateur, scanner. . .
- Logiciel SIG : Map Info, Arc Gis, Arc View. . .
- Données : récupérable à partir du terrain, d'un rapport, d'une carte, . . .
- Ressources humaines : opérateur formé.

## VII.2.3 Fonctionnalités d'un SIG

- 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 sue 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.
- Affichage : mise en forme et visualisation[11].

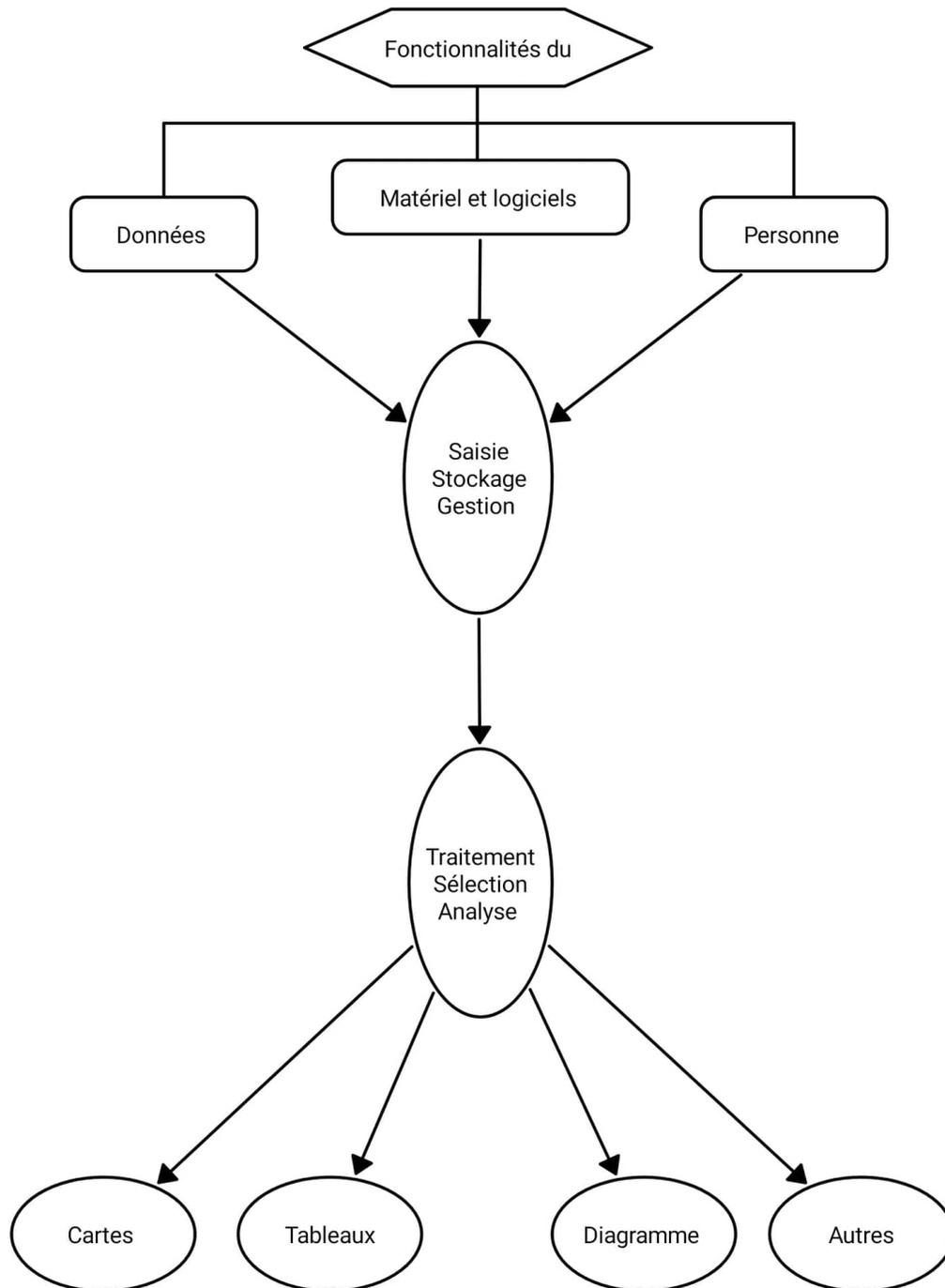


FIGURE VII.1 – Organigramme d'utilisation d'un SIG.

## VII.3 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 :

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

Dans notre cas nous allons utiliser le logiciel MapInfo professionnel version 8.0.

### VII.3.1 Définition de MapInfo

Le MapInfo est un logiciel qui nous donne les moyens d'accéder et d'analyser des données d'intérêt organisationnel par la cartographie. Avec MapInfo nous serons rapidement en mesure de découvrir des relations, tendances ou modèles qui seraient passés inaperçus.

Utiliser des solutions géographiques, c'est se permettre de voir entre les lignes et les colonnes d'un tableau ou d'un rapport qui provient d'une base de données[11].

### VII.3.2 Création d'un SIG pour la zone d'Ighil Ali

Pour mieux représenter notre travail on utilise plusieurs photos satellites obtenues sur Google-Earth avec le même zoom, ses photos doivent contenir les coordonnées des quatre points éloignés de chaque une pour le but de créer une seule carte bien précise et aussi représenter toute la zone d'études.

#### VII.3.2.1 Calage des cartes rasters

Pour permettre l'affichage correct d'une image importée sur MapInfo, il faut la caler (Indiquer ses coordonnées) dans notre cas on prend les coordonnées en «Longitude / Latitude (Projection v 6.0 et Ulérieur) », North Sahara 1959, Après choisir le format de fichier Image Raster dans la boîte de dialogue 'ouvrir', Le système affiche la boîte de dialogue Calage de l'image permettant d'enregistrer les coordonnées correctes. Une fois l'image calée, Le fichier. Tab correspondant à cette image.

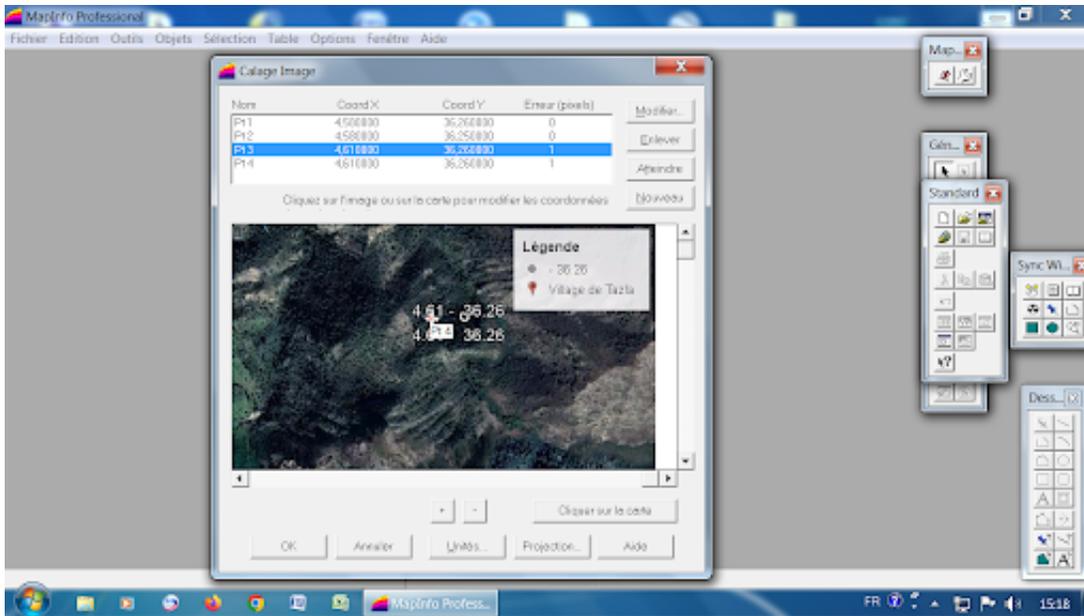


FIGURE VII.2 – Calage de la carte de la zone d'études.

### VII.3.2.2 Préparation des fonds de carte

Après le calage de toutes les cartes raster on fait ouvrir tous les cartes dans une seule fenêtre on obtient la figure (VII.2) :



FIGURE VII.3 – Le fond de la carte après le calage.

### VII.3.2.3 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[5].

Les structures des différentes tables sont les suivantes :

**Structure de la table conduite :**

- ID\_ Conduite,
- Longueur\_ m
- Diamètre\_ mm,
- Vitesse\_ m par s,
- Type \_matériau,
- Perte \_de charge m.

**Structure de la table nœud :**

- ID\_Nœud,
- Altitude\_nœud\_m,
- 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.3.2.4 La vectorisation du réseau d'AEP sur MapInfo

La vectorisation du réseau consiste à attribuer aux données spatiales des données alphanumériques. Les données spatiales représentent des objets géographiques associés à leurs localisations dans le monde réel. Les objets géographiques sont représentés sur les cartes par des points (nœuds), des lignes (Conduites), des objets (réservoirs, captage, station de pompage...etc.). Les données attributaires décrivent des propriétés particulières des objets géographiques[5].

### VII.3.2.5 Vectorisation de la chaîne d'adduction

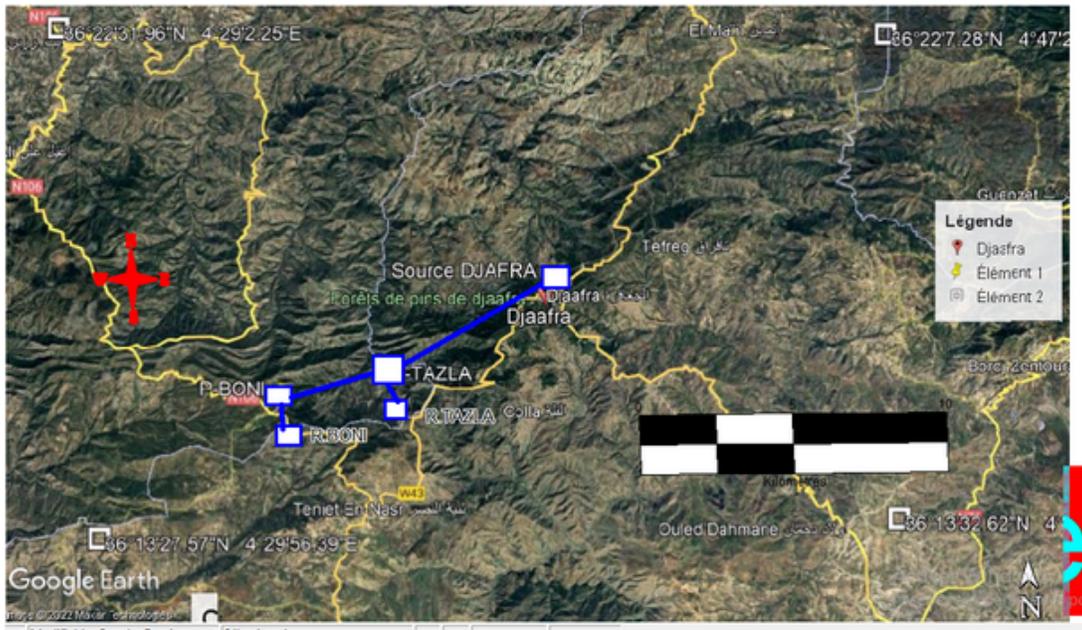


FIGURE VII.4 – Résultat de la vectorisation de la chaîne d'adduction.

	A	B	C	D	E	F
<input type="checkbox"/>	ID-Réservoir	Localisation	Cote Radier m	Hauteur trop plien	Hauteur Réservoir	Capacité m3
<input type="checkbox"/>	R-TAZLA	TAZLA	1205.4	3	4	100
<input type="checkbox"/>	R-BONI	BONI	1205.4	3	4	200

FIGURE VII.5 – Table des réservoirs.

	A	B	C	D	E	F
<input type="checkbox"/>	ID Conduite	longeur m	Diamètre m	Vitess m/s	perte de charge	type de conduite
<input type="checkbox"/>	N1-N86	1200	0.15	1.132	6.624	PEHD
<input type="checkbox"/>	N86-N274	3600	0.25	0.408	3.726	FORTE
<input type="checkbox"/>	N274-N280	120.97	0.15	1.132	1.085	ACIER
<input type="checkbox"/>	N280-R TAZLA	181	0.08	0.131	0.042	ACIER
<input type="checkbox"/>	N280-N523	3699.3	0.25	0.071	0.043	ACIER
<input type="checkbox"/>	N523-N718	2350	0.125	1.141	51.618	FORTE
<input type="checkbox"/>	N718-R BONI	541	0.06	0.354	1.493	ACIER
<input type="checkbox"/>	N718-N743	326	0.2	0.414	0.525	FORTE

FIGURE VII.6 – Table des conduites.

VII.3.2.6 Vectorisation du réseau de distribution

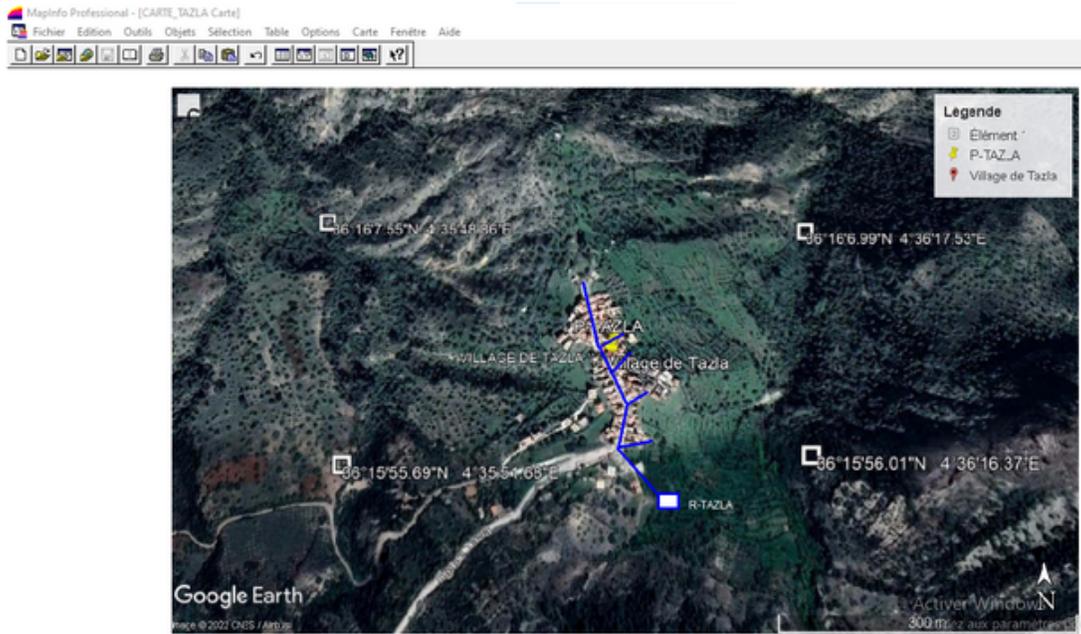
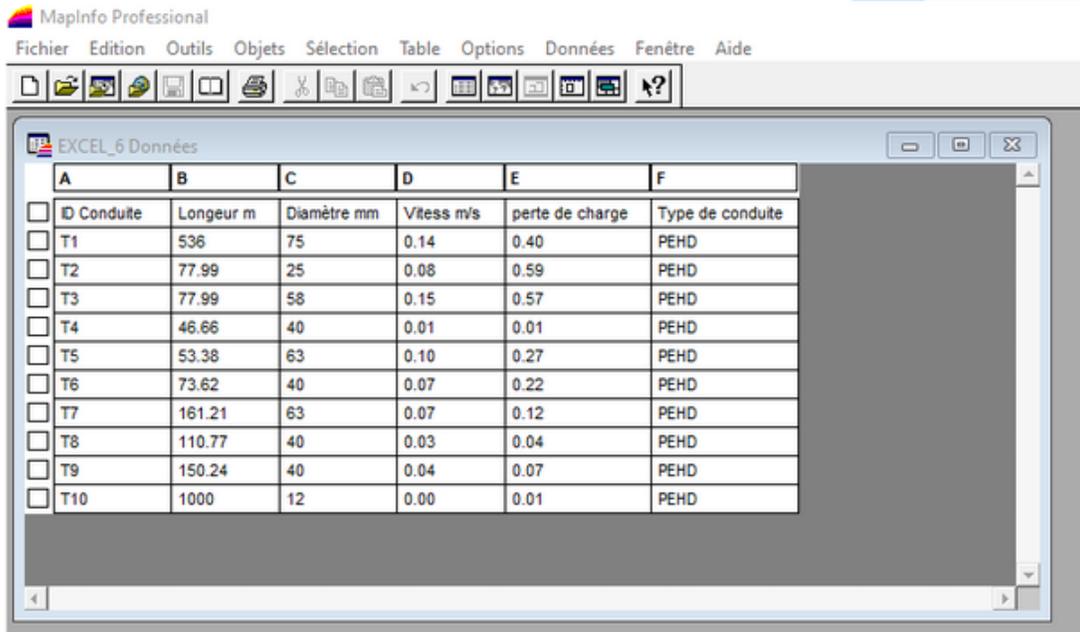


FIGURE VII.7 – Résultat de la vectorisation du réseau de distribution.

A	B	C
<input type="checkbox"/>	ID Nœud	Altitude Pression
<input type="checkbox"/>	N2	1171.22 43.97
<input type="checkbox"/>	N3	1174.07 41.07
<input type="checkbox"/>	N4	1170.85 44.29
<input type="checkbox"/>	N5	1174.68 40.46
<input type="checkbox"/>	N6	1173.33 41.78
<input type="checkbox"/>	N7	1169.19 45.94
<input type="checkbox"/>	N8	1147.47 40.63
<input type="checkbox"/>	N9	1168.47 46.64
<input type="checkbox"/>	N10	1173.36 41.74
<input type="checkbox"/>	RES	1205.4 10.00

FIGURE VII.8 – Table des nœuds.



The screenshot shows the MapInfo Professional interface with a window titled 'EXCEL\_6 Données'. The window contains a table with the following data:

	A	B	C	D	E	F
	ID Conduite	Longeur m	Diamètre mm	Vitesse m/s	perte de charge	Type de conduite
<input type="checkbox"/>	T1	536	75	0.14	0.40	PEHD
<input type="checkbox"/>	T2	77.99	25	0.08	0.59	PEHD
<input type="checkbox"/>	T3	77.99	58	0.15	0.57	PEHD
<input type="checkbox"/>	T4	46.66	40	0.01	0.01	PEHD
<input type="checkbox"/>	T5	53.38	63	0.10	0.27	PEHD
<input type="checkbox"/>	T6	73.62	40	0.07	0.22	PEHD
<input type="checkbox"/>	T7	161.21	63	0.07	0.12	PEHD
<input type="checkbox"/>	T8	110.77	40	0.03	0.04	PEHD
<input type="checkbox"/>	T9	150.24	40	0.04	0.07	PEHD
<input type="checkbox"/>	T10	1000	12	0.00	0.01	PEHD

FIGURE VII.9 – Table de conduite.

Une fois la vectorisation est achevée on active l'icône information, 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.

## VII.4 La gestion du réseau d'alimentation en eau potable

La problématique des exploitants des réseaux d'AEP se pose en plusieurs points : une démographie galopante, une urbanisation mal contrôlée, des réseaux et par parties mal connus, un déficit de la ressource, une gestion administrative laborieuse et une consommation incontrôlée rendant nécessaire la mise en place de 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[11].

### VII.4.1 La gestion classique des réseaux d'AEP

La gestion classique des réseaux présente beaucoup d'inconvénients car les supports cartographiques sur lesquels sont portés les objets sont difficilement manipulables. Cette gestion est aussi très limitée. Ils présentent les problèmes suivants[11] :

- L'archivage des documents cartographiques et les fiches techniques du réseau en support papier,
- La perte de temps pour la recherche d'une information bien déterminé,
- La difficulté de la mise à jour,
- La facilité de perdre les informations à cause de la mémorisation et l'archivage anarchique.

### VII.4.2 La gestion informatisée des réseaux d'AEP

Pour reprendre à toutes les difficultés trouvées dans la gestion classique des réseaux d'AEP, une gestion informatisée s'avère indispensable et cela est rendu possible grâce aux progrès de l'informatique[8].

Elle présente les avantages suivants :

- Améliorer la connaissance des réseaux étudiés,
- Détecter et comprendre le désordre pouvant se produire sur le réseau,
- Simuler sur une période d'au moins une journée le comportement du réseau afin d'optimiser les ressources, les capacités de stockage, les pompages.
- Dimensionner les extensions, le renforcement ou les aménagements nécessaires pour satisfaire les nouveaux besoins.

### VII.4.3 La gestion des réseaux d'AEP par SIG

Le SIG joue le rôle d'aide à la décision pour les gestionnaires des réseaux d'AEP et cette gestion est liée à la structure du réseau et aux conditions d'exploitation. Différentes techniques sont été développées pour la gestion des réseaux par SIG.

#### VII.4.3.1 Requêtes SQL

L'interrogation d'une base de données relationnelle se fait par l'intermédiaire d'un langage de requêtes SQL (structured Query Language) ; ce langage permet de formuler des requêtes sur une base de données en s'appuyant sur des opérateurs de l'algèbre. La commande SQL, comprend les clauses Select, From et Where[5]

- 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.

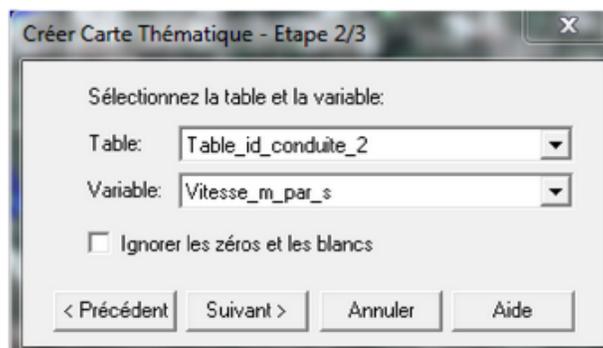
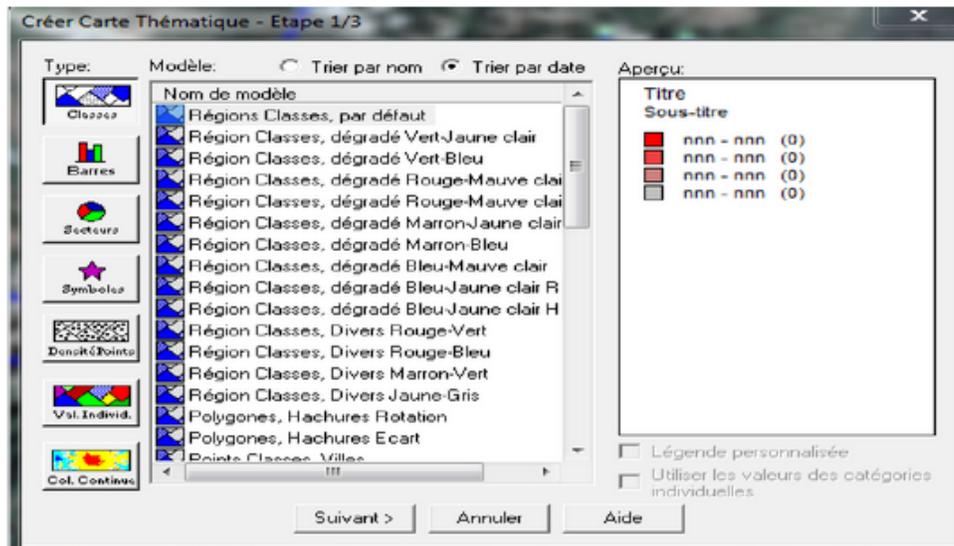
**Exemple de requêtes sur le SIG du réseau de distribution de la zone 1 :** Nous avons analysé notre réseau selon les critères suivants :

Les conduites ayant un diamètre de 28 mm :

### VII.4.3.2 Analyse thématique

Une analyse thématique consiste à donner un sens à une représentation graphique, pour lancer une analyse thématique une superposition de couche doit être ouverte, on procède comme suit :

Menu carte > analyse thématique.



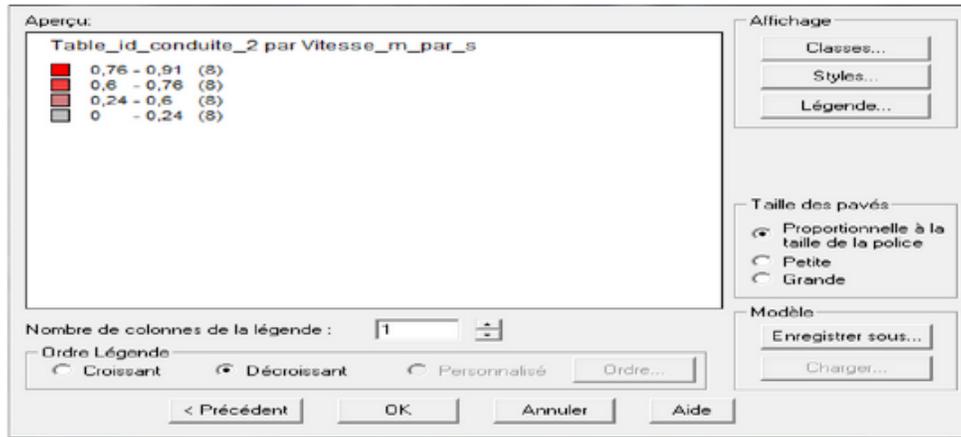


FIGURE VII.10 – Les étapes de l'analyse thématique

Quand on termine les trois étapes on obtient la figure suivante :

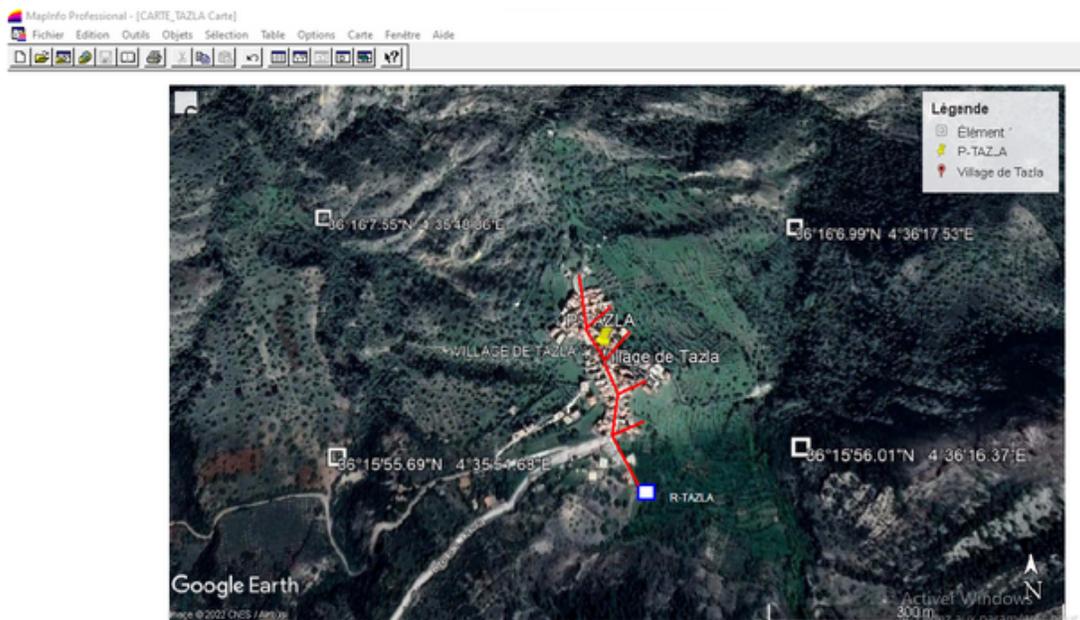


FIGURE VII.11 – Résultat de l'analyse thématique

## VII.5 Conclusion

L'élaboration d'un système d'informations géographiques a eu comme but principal la création de banque de données concernant les différentes composantes du réseau d'AEP, ensuite nous Avons effectué les requêtes SQL, et une analyse thématique. Il s'avère que l'élaboration d'un système d'informations géographiques pour les réseaux, notamment les réseaux d'AEP sont non seulement une nouveauté mais aussi une opportunité pour toute éventuelle conception.

**CONCLUSION  
GENERALE**

# Conclusion générale

La problématique posée dans ce présent travail est de pallier au manque d'eau et aux défiances des réseaux rencontrés de la commune d'Ighil Ali. Cette commune souffre d'un manque accru dans les apports en eau provenant uniquement et à petits débits à partir des sources et des petits forages.

Lors de notre élaboration de ce projet d'étude, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour la réalisation d'un nouveau réseau d'alimentation en eau potable de la commune, afin de résoudre cette problématique et assure la pérennité des ressources et répondre aux différents besoins en eau potable à long terme.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux divers horizons, nous avons constaté que ces besoins à long terme sont de  $3752,01m^3/j$ , ils ne seront pas satisfaits par le débit journalier fourni par les forages existants et les eaux des sources des montagnes dans la zone d'étude qui est de  $1438.41 m^3/j$  ce qui est nous oblige à faire un renforcement avec un piquage à partir d'une conduite d'un barrage de Tichy Haf.

Pour l'adduction gravitaire, on s'est appuyé sur les limites de vitesse en fonction de la charge disponible et sur les pertes de charge.

En ce qui concerne les matériaux des conduites, nous avons opté pour le poly Ethylène Hautes Densité (PEHD), pour les avantages qu'il présente, en les comparants ou autre matériaux.

Afin de transférer la quantité d'eau nécessaire vers la zone d'étude, nous avons projeté des réservoirs pour les différentes zones. Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, le long de notre adduction principale et secondaire, on a projeté 2 réservoirs.

Le calcul hydraulique effectué pour la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, montre qu'il suffit de prolonger le temps de fermeture des vannes pour que le phénomène ne surgisse pas.

Le dimensionnement du réseau de distribution a été effectué à l'aide du logiciel de simulation EPANET.

Enfin, nous avons élaboré un système d'informations géographiques avec le logiciel MapInfo dont le but est de créer une banque de données en relation avec le modèle numérique du terrain susceptible de fournir des opportunités pour la conception d'une part et de la gestion du réseau d'autre part.

À la lumière de ce travail, nous espérons avoir répondu à l'objectif fixe au départ qui est l'étude et l'élaboration d'un système d'information géographique du réseau d'alimentation en eau potable des zones éparses d'Ighil Ali à partir du barrage Tichy Haf.

Nous espérons que ce mémoire puisse servir de support pour la gestion et la conception de nouvelle projection.

# Bibliographie

- [1] Données recueillies auprès des services d'APC de la commune d'ighil ali.
- [2] Source d'eau potable à proximité | nearest ! drinking water.
- [3] DUPONT A. *hydraulique urbaine Tome II : Ouvrage de Transport élévation et distribution des eaux*. édition Eyrolle, 1979.
- [4] Lencastre A. *Hydraulique générale*. édition Eyrolles.
- [5] SAOU A. Cours pratique sous mapinfo aux systèmes d'information géographique (sig).
- [6] VALIRON F. *Mémento du Gestionnaire de l'alimentation en eau de l'assainissement*. Édition Tec DOC, 1994.
- [7] BENDADOUCHE H., LAZIZI S., GUELMANI A., and MAATOUK M. *Initialisation à ARCGIS avec questions de révision et application corrigées 2017*.
- [8] ISTED, CNIG, and DRAST. *La gestion du réseau, SIG et gestion durable de l'eau*. Kgoto, 2003 ; pp.65-104 février, 2003 e moniteur.
- [9] BONNIN j. *Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance*. Édition Eyrolles.
- [10] BENAZIZA K. and MEKHALFA I. Élaboration d'un système d'information géographique cas de renforcement de réseau d'aep de djebel ouagueb commune de oued athmania à partir des eaux de barrage de beni haroun wilaya de mila.
- [11] BOUDJETTOU M. and SEMOUM M. étude et élaboration d'un système d'information géographique (sig) du réseau d'eau portable du village tadargount, commune de darguina wilaya de bejaïa, 2021.
- [12] Carlier M. *Hydraulique générale et appliquée*. Édition Eyrolles.
- [13] KAOUANE M. and IBEGHOUCHE R. Etude d'AEP de la commune ighil ali wilaya de bejaïa et distribution du village belayed, 2016.

# Annexe **A**

## Statistique des régimes de consommations des agglomérations.

Heures	Coefficient de variation maximale 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
00-01	3.5	3.35	3.2	3	2.5	2	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
01-02	3.45	3.25	3.25	3.2	2.65	2.1	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
02-03	3.45	3.3	2.9	2.5	2.2	1.85	1.5	1	0.9	0.85	1	1.2
03-04	3.4	3.2	2.9	2.6	2.25	1.9	1.5	1	1	1	1	1.2
04-05	3.4	3.25	3.35	3.5	3.2	2.85	2.5	2	1.35	2.7	3	3.5
05-06	3.55	3.4	3.75	4.1	3.9	3.7	3.5	3	3.85	4.7	5.5	3.5
06-07	4	3.85	4.15	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.2	5.35	5.5	4.5
07-08	4.4	4.45	4.65	4.9	5.1	5.3	5.5	6.5	6.2	5.85	5.5	10.2
08-09	5	5.2	5.05	4.9	5.35	5.8	6.25	6.5	5.5	4.5	3.5	8.8
09-10	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	4.45	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	4.45	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
Total	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

# Annexe B

## Prix des canalisations en PEHD (PN10, PN16)

Tuyaux en PEHD PN 10 bars					Tuyaux en PEHD PN 16 bars				
Diamètre Extérieur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité de produit	Prix M/L (DA)	Diamètre Extérieur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité de produit	Prix M/L (DA)
20	16	2	PE 80	31.48	20	16	2.0	PE 80	35.52
25	21	2		39.80	25	20.4	2.3		56.46
32	28	2.0		61.83	32	26	3.0		88.71
40	35.2	2.4		96.79	40	32.6	3.7		136.70
50	44	3.0		147.86	50	40.8	4.6		212.38
63	55.4	3.8		233.89	63	51.4	5.8		335.55
75	66	4.5		330.68	75	61.4	6.8		475.85
90	79.2	5.4		387.50	90	73.6	8.2		566.74
110	96.8	6.6	PE 100	577.28	110	90	10.0	PE 100	840.88
125	110.2	7.4		735.44	125	102.2	11.4		1088.66
160	141	9.5		1204.65	160	130.8	14.6		1779.29
200	176.2	11.9		1829.83	200	163.6	18.2		2794.15
250	220.4	14.8		2890.41	250	204.6	22.7		4323.02
315	277.6	18.7		4479.51	315	257.8	28.6		6565.32
400	352.6	23.7		7374.35	400	327.4	36.3		10661.29
500	440.6	29.7		11312.40	500	409.2	45.4		16486.28
630	555.2	37.4	17101.74	630	515.6	57.2	25408.31		

Annexe **C**

## Prix des canalisations en PEHD (PN20)

Type de la conduite	Diamètre de la conduite (mm)	Epaisseur de la conduite (mm)	Prix de revient (DA/mL)	PN (bar)
<b>PEHD</b>	20	3.0	44.46	20
	25	3.5	70.86	20
	32	4.4	109.64	20
	40	5.5	171.15	20
	50	6.9	265.07	20
	63	8.6	423.18	20
	75	10.3	595.00	20
	90	10.1	794.01	20
	110	12.3	1175.74	20
	125	14.0	1490.20	20
	160	17.9	2423.58	20
	200	22.4	7393.42	20
	250	27.9	5900.88	20
	315	35.2	9015.85	20
	400	44.7	14529.62	20
500	54.4	17131.07	20	

# Annexe D

## Les résultats du réseau après réducteur

Network Table - Nodes					
Node ID	Elevation m	Base Demand LPS	Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc 2	1171.22	0.2115	0.21	1215.19	43.97
Junc 3	1174.07	0.024	0.02	1215.14	41.07
Junc 4	1170.85	0.0545	0.05	1215.14	44.29
Junc 5	1174.68	0.014	0.01	1215.14	40.46
Junc 6	1173.33	0.088	0.09	1215.11	41.78
Junc 7	1169.19	0.0225	0.02	1215.13	45.94
Junc 8	1174.47	0.034	0.03	1215.10	40.63
Junc 9	1168.47	0.129	0.13	1215.11	46.64
Junc 10	1173.36	0.046	0.05	1215.10	41.74
Tank 1	1205.4	#N/A	-0.62	1215.40	10.00

Network Table - Links

Link ID	Length m	Diameter mm	Roughness	Bulk Coeff.	Wall Coeff.	Flow LPS	Velocity m/s	Unit Headloss m/km	Friction Factor	Reaction Rate mg/L/d	Status
Pipe 1	536	75	140	0	0	0.62	0.14	0.40	0.029	0.00	Open
Pipe 2	77.99	25	140	0	0	0.02	0.08	0.59	0.040	0.00	Open
Pipe 3	77.99	58	140	0	0	0.39	0.15	0.57	0.030	0.00	Open
Pipe 4	46.66	40	140	0	0	0.01	0.01	0.01	0.040	0.00	Open
Pipe 5	53.38	63	140	0	0	0.32	0.10	0.27	0.032	0.00	Open
Pipe 6	73.62	40	140	0	0	0.09	0.07	0.22	0.036	0.00	Open
Pipe 7	161.21	63	140	0	0	0.21	0.07	0.12	0.034	0.00	Open
Pipe 8	110.77	40	140	0	0	0.03	0.03	0.04	0.042	0.00	Open
Pipe 9	150.24	40	140	0	0	0.05	0.04	0.07	0.040	0.00	Open
Pipe 10	1000	12	140	0	0	0.00	0.00	0.01	0.296	0.00	Open

Node ID	Elevation m	Base Demand LPS	Initial Quality	Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc 7	954.02	0.0485	0	0.05	921.28	-32.74
Junc 8	988.81	0.2115	0	0.21	989.43	0.62
Junc 9	970.48	0.033	0	0.03	1006.47	35.99
Junc 11	968.08	0.022	0	0.02	1006.46	38.38
Junc 12	969.37	0.024	0	0.02	1006.35	36.98
Junc 14	961.66	0.009	0	0.01	1006.35	44.69
Junc 16	968.86	0.028	0	0.03	1006.15	37.29
Junc 18	960.22	0.0285	0	0.03	1006.15	45.93
Junc 20	959.66	0.0065	0	0.01	1006.14	46.48
Junc 21	959.04	0.0075	0	0.01	1006.14	47.10
Junc 22	969.41	0.05	0	0.05	1006.10	36.69
Junc 23	968.93	0.05	0	0.05	1006.10	37.17
Junc 25	959.89	0.0155	0	0.02	1006.09	46.20
Junc 27	967.27	0.046	0	0.05	1006.09	38.82
Junc 29	965.24	0.0245	0	0.02	1005.69	40.45
Junc 30	964.23	0.0085	0	0.01	1005.69	41.46
Junc 32	965.21	0.0235	0	0.02	1005.67	40.46
Junc 34	958.34	0.0135	0	0.01	1005.67	47.33
Junc 36	965.16	0.0325	0	0.03	1005.67	40.51
Junc 38	960.44	0.0135	0	0.01	1005.67	45.23
Junc 40	963.73	0.014	0	0.01	1005.67	41.94
Tank 1	997.91	#N/A	0	-1.03	1007.91	10.00
Tank 2	0	#N/A	0	0.00	10.00	10.00

Link ID	Length m	Diameter mm	Roughness mm	Bulk Coeff.	Wall Coeff.	Flow LPS	Velocity m/s	Unit Headloss m/km	Friction Factor	Reaction Rate mg/L/d	Quality	Status
Pipe 1	100.02	90	100	0	0	1.03	0.16	13.71	0.921	0.00	0.00	Open
Pipe 2	45.5	50	100	0	0	0.53	0.27	265.22	3.526	0.00	0.00	Open
Pipe 3	163.62	25	100	0	0	0.05	0.10	447.21	22.481	0.00	0.00	Open
Pipe 4	716.78	63	100	0	0	0.21	0.07	7.01	1.883	0.00	0.00	Open
Pipe 5	20.92	90	100	0	0	0.45	0.07	2.63	0.927	0.00	0.00	Open
Pipe 6	16.7	75	100	0	0	0.40	0.09	6.99	1.287	0.00	0.00	Open
Pipe 7	30.38	32	100	0	0	0.01	0.01	0.04	0.194	0.00	0.00	Open
Pipe 8	34.68	75	100	0	0	0.36	0.08	5.88	1.288	0.00	0.00	Open
Pipe 9	49.68	40	100	0	0	0.04	0.03	0.07	0.048	0.00	0.00	Open
Pipe 10	21.77	25	100	0	0	0.01	0.01	0.07	0.201	0.00	0.00	Open
Pipe 11	26.09	25	100	0	0	0.01	0.02	0.08	0.174	0.00	0.00	Open
Pipe 12	12.44	75	100	0	0	0.29	0.07	3.82	1.293	0.00	0.00	Open
Pipe 13	77.17	63	100	0	0	0.16	0.05	0.06	0.029	0.00	0.00	Open
Pipe 14	52.99	32	100	0	0	0.02	0.02	0.06	0.107	0.00	0.00	Open
Pipe 15	79.74	63	100	0	0	0.08	0.03	0.12	0.212	0.00	0.00	Open
Pipe 16	39.1	50	100	0	0	0.10	0.05	0.11	0.047	0.00	0.00	Open
Pipe 17	37.09	50	100	0	0	0.13	0.07	10.84	2.428	0.00	0.00	Open
Pipe 18	28.14	32	100	0	0	0.01	0.01	0.03	0.193	0.00	0.00	Open
Pipe 19	17.24	50	100	0	0	0.10	0.05	1.06	0.427	0.00	0.00	Open
Pipe 20	45.06	40	100	0	0	0.01	0.01	0.02	0.146	0.00	0.00	Open
Pipe 21	17.54	50	100	0	0	0.06	0.03	0.04	0.045	0.00	0.00	Open
Pipe 22	44.98	40	100	0	0	0.01	0.01	0.02	0.146	0.00	0.00	Open
Pipe 23	47.32	40	100	0	0	0.01	0.01	0.02	0.139	0.00	0.00	Open
Pipe 24	74.08	32	100	0	0	0.02	0.02	0.03	0.075	0.00	0.00	Open

## Résumé

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons étudié et élaboré un système d'information géographique du réseau d'alimentation en eau potable des zones éparses d'Ighil Ali à partir du barrage Tichy-Haf. Le travail a été organisé sous forme de sept chapitres, nous avons commencé par la présentation de site, après avoir estimé les besoins des différentes catégories d'usagers à l'horizon 2055, nous avons dimensionné l'ensemble des ouvrages qui serviront à stocker et transférer l'eau, après nous avons établi des moyens de protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, en suite on a réalisé le dimensionnement du réseau de distribution, et enfin nous avons terminé par l'élaboration du système d'information géographique qui serve d'une base de données pour cette étude pour les préserver par une gestion intelligente.

**Mots clé :** réservoir, conduite, coup de bélier, distribution, SIG.

## Abstract

As part of this end-of-study project, we studied and developed a geographic information system for the drinking water supply network in the scattered areas of Ighil Ali from the Tichy-Haf dam. The work was organized in the form of seven chapters, we started with the presentation of the site, after having estimated the needs of the different categories of users by 2055, we have dimensioned all the works that will be used to store and transfer water, after we have established means of protection of the pipes against the phenomenon of the battering hammer, then we have realized the dimensioning of the distribution network, and in the end we completed the development of the geographic information system which serves as a database for this study to be preserved by intelligent management.

**Keywords :** tanks, water hammer, GIS.

## ملخص

في إطار انجاز المشروع الخاص ببلدية اغيل علي ولاية بجاية، المتضمن دراسة و إنشاء قاعدة بيانات حولة شبكة التزويد بمياه الشرب انطلاقا من سد تيشي حاف؛ قمنا بتقسيم العمل على سبع مراحل تتمثل فيما يلي : أولا جمع المعلومات و البيانات حول بلدية اغيل علي ثم اجراء حسابات حول معدل استهلاك المياه لمختلف القطاعات وذلك للمدى البعيد ٢٠٥٥ يليه المحور الثالث حول أفطار الأنابيب و بعدها إنشاء الخزانات المناسبة لنتقل بذلك في المحور الخامس إلى دراسة المطرقة المائية و كيفية الحماية من هذه الظاهرة. يليه المحور السادس المتمثل في تحجيم شبكة توزيع المياه و أخيرا إعداد نظام معلومات جغرافية وانشاء قاعدة بيانات لتسهيل الاستغلال الحسن للشبكة.

**الكلمات المفتاحية :** خزانات، أنابيب، المطرقة المائية، نظام معلومات جغرافية.