

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



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique

Laboratoire d'Hydraulique appliquée et environnement

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M<sup>elle</sup> DEBIB Naila  
M<sup>elle</sup> KAID Yasmine

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Hydraulique Urbaine**

### INTITULE :

**DIAGNOSTIC, ETUDE ET ELABORATION  
D'UN SYSTEME D'INFORMATION  
GEOGRAPHIQUE DU RESEAU D'AEP DU  
VILLAGE DE BENI MAAZOUZ WILAYA DE  
JIJEL**

Soutenue publiquement le **27 / 09 / 2022** Devant le jury composé de :

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

Année Universitaire : 2021/2022

## **Remerciement**

Tout d'abord nous remercions le **DIEU** tout puissant de nous avoir donné tout le courage, la patience, la santé et la volonté pour achever ce modeste travail en vue de l'obtention de notre diplôme.

Un remerciement tout particulier à **nos chers parents** de leurs sacrifices consentis pour notre éducation et formation.





On tient à adresser nos plus vifs remerciements et à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur

**M. SAOU Abdelhamid**

Pour avoir accepté de nous encadrer, par sa disponibilité et le temps qu'il nous a consacré pour l'intérêt particulier et les conseils déterminants qu'il a apporté à notre projet.

On témoigne notre reconnaissance aussi à tous le corps enseignants et personnel du département d'Hydraulique qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

Nos remerciements vont également à :

-  La direction d'Hydraulique de la Wilaya de Jijel.
-  La subdivision d'Hydraulique d'El Ancer.
-  L'ingénieur HAMDINI Haroun.
-  Yakoub, Hafsa Said, Tina, Chiraz et Melissa.

Nos remerciements sont destinés aussi aux membres du jury **Mme BOUNAB** ainsi que **M BENDADOUCHE** de nous avoir fait l'honneur d'examiner notre travail.

Enfin, nos remerciements s'étendent également à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail, nous vous disons tous.

**Un très grand merci !**

**Naila et Yasmine**

## **DEDICACES**

*D'abord, je tiens à remercier le bon Dieu de m'avoir donné la chance d'apprendre, protégé et guidé tout au long de ma vie.*

*Je dédie ce modeste travail signe de respect et de reconnaissance envers :*

*La personne qui m'est la plus chère au monde, ma maman qui a souffert sans me laisser souffrir, et qui a consacré 34 ans de sa vie à enseigner des générations y compris moi.*

*Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.*

*À l'homme, mon père, l'architecte qui m'a tant aidé, encouragé et soutenu dans mes choix.*

*Ma grande sœur Hakima qui est titulaire d'un Master 2 didactique des langues étrangères parcourt plurilinguisme et français langue étrangère à Paris.*

*Mon model, mon grand frère Hakim qui est ingénieur cadre chez la maison Renault à Paris.*

*Mon petit frère Dinel, le futur informaticien inchallah.*

*Mes amis Hafsa Yakoub et Said.*

*Toute personne qui a contribué de près ou de loin à ma réussite.*

*Toute ma gratitude pour ceux et celles que je n'ai pas pu porter leurs noms.*

***Naila***

# DEDICACES

Je dédie ce travail :

- *A ma mère, la source de ma vie, qui m'a toujours soutenue et encouragée.*
- *A mon cher père, pour ses conseils, son soutien matériel et moral.*
- *Que Dieu les protège.*
- *A toutes mes sœurs : Houria, Hanan, Amal, Naima et Lalou et à mon unique cher frère Omar.*
- *A toutes mes amies qui me sont si chères: Tina, Chiraz, Mélissa, noussaiba, Mélissa, mounira et Nada .*
- *A toute personne qui m'a aidé et soutenu, je cite Hakim et Soufiane; employés dans l'ADE, sans oublier Naima; la secrétaire du département hydraulique .*
- *A mon partenaire de la vie et pour toute la vie ...(mouloud)*
- *Pour finir , je tiens à remercier ma binôme, Naila, c'est grâce à elle et à ses efforts que nous avons réussi à faire ce modeste travail.*

***Yasmine***

## Sommaire

Introduction générale .....	1
-----------------------------	---

### Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction .....	2
I.2. présentation du site .....	2
I.2.1. Situation géographique.....	2
I.2.2. Situation topographique .....	3
I.2.3. Le Climat .....	3
I.2.3.1. La Précipitation.....	3
I.2.3.2. La température .....	4
I.2.4. La sécheresse .....	4
I.2.5. Situation actuelle en matière hydraulique .....	4
I.2.6. Diagnostic du réseau d'AEP existant .....	5
I.3. Conclusion .....	6

### Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction .....	7
II.2. Evaluation future de la population .....	7
II.3. Évaluation des besoins en eau potable .....	8
II.3.1. Besoins journaliers $Q_j$ .....	8
II.3.2. Besoins d'équipements Publics .....	9
II.3.3. Consommation moyenne journalière totale .....	9
II.3.4. Variation de la consommation journalière .....	11
II.3.5. Variation de la consommation horaire .....	12
II.3.5.1. Débit maximum horaire .....	12
II.3.5.2. Débit minimum horaire .....	13
II.3.5.3. Variation des débits horaires .....	15
II.4. Conclusion .....	17

### Chapitre III : Adduction

III.1. Introduction .....	18
III.2. Type d'adduction .....	18
III.2.1. Adduction à écoulement gravitaire .....	18
III.2.2. Adduction par refoulement .....	18
III.2.3. Adduction mixte .....	19
III.3. Choix du tracé.....	19

III.4. Choix du type du tuyau .....	19
III.5. Etude technico-économique de l'adduction (refoulement) .....	21
III.6. Calcul du diamètre économique .....	21
III.7. Calcul de la vitesse de l'écoulement de l'eau.....	22
III.8. Calcul des pertes de charges.....	22
III.8.1. Pertes de charges linéaires .....	22
III.8.2. Pertes de charges singulières .....	23
III.8.3. Pertes de charges totales .....	24
III.9. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	24
III.10. Calcul de la puissance absorbée par la pompe .....	24
III.11. Calcul de l'énergie consommée par la pompe.....	25
III.12. Détermination des frais d'exploitation.....	25
III.13. Détermination des frais d'amortissement.....	25
III.14. Détermination du bilan économique .....	26
III.15. Calcul hydraulique .....	26
III.15.1. Les données du forage projeté vers les deux réservoirs .....	26
III.15.2. Détermination du diamètre .....	26
III.15.3. Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT) .....	27
III.15.4. Frais d'exploitation.....	27
III.15.5. Frais d'amortissement.....	27
III.15.6. Bilan global des frais .....	28
III.16. Conclusion.....	30

## **Chapitre IV : Les réservoirs**

IV.1. Introduction .....	31
IV.2. Les rôles des réservoirs d'eau .....	31
IV.3. Emplacement des réservoirs.....	31
IV.4. Classification des réservoirs.....	32
IV.4.1. Selon la nature du matériau, on distingue trois types.....	32
IV.4.2. Selon la situation des lieux .....	32
IV.4.3. Selon la forme géométrique.....	32
IV.4.4. Selon la fonction de l'ouvrage .....	32
IV.5. Choix du type de réservoir .....	33
IV.6. Equipements des réservoirs.....	33
IV.6.1. La conduite d'adduction .....	33
IV.6.2. La conduite de distribution .....	34

IV.6.3. La conduite de trop-plein :.....	34
IV.6.4. La conduite de vidange.....	34
IV.6.5. Conduite by-pass.....	35
IV.7. Matérialisation de la réserve d'incendie .....	35
IV.7.1. Système à deux prises .....	36
IV.7.2. Système à siphon et évent.....	36
IV.8. Vérification de la capacité du réservoir à l'horizon 2052.....	37
IV.8.1. Méthode analytique :.....	37
IV.9. Calcul de la capacité du réservoir.....	38
IV.9.1. Méthode analytique.....	38
IV.9.2. Méthode graphique.....	40
IV.10. Conclusion.....	41

## **Chapitre V : Réseau de distribution d'eau**

V.1. Introduction .....	42
V.2. Classification des réseaux d'AEP.....	42
V.3. Choix du tracé.....	44
V.4. Choix du type du tuyau .....	44
V.5. Equipements et accessoires du réseau de distribution .....	45
V.5.1. Les canalisations : .....	45
V.5.2. Organes accessoires.....	45
V.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution .....	46
V.6.1. Détermination des débits du réseau.....	46
V.6.1.1. Débit de pointe .....	46
V.6.1.2. Débit de spécifique : .....	46
V.6.1.3. Débit en route.....	47
V.6.1.4. Débit aux nœuds.....	47
V.7. Description du réseau de distribution .....	47
V.8. Dimensionnement du réseau de distribution .....	48
V.9. Modélisation et simulation du réseau (Apport informatique) .....	53
V.9.1 Présentation du logiciel EPANET .....	53
V.9.2. Les étapes de l'utilisation d'EPANET.....	54
V.9.3. Modélisation du réseau .....	55
V.9.3.1. Au niveau des nœuds.....	55
V.9.3.2. Au niveau des arcs.....	55
V.9.3.3. Au niveau des réservoirs.....	55

V.10. Résultat de la simulation .....	56
V.10.1. Etat du réseau après la simulation .....	56
V.11. Conclusion.....	62

## **Chapitre VI : Protection des conduites phénomène du coup de bélier**

VI.1. Introduction .....	63
VI.2. Définition de coup de bélier .....	63
VI.3. Causes du phénomène.....	63
VI.4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier .....	63
VI.5. Moyens de protection contre le coup de bélier .....	65
VI.5.1. Les volants d'inertie .....	66
VI.5.2. Soupapes de décharge .....	66
VI.5.3. Ventouses.....	67
VI.5.4. Cheminée d'équilibre .....	67
VI.5.5. Les réservoirs d'air.....	68
VI.2. Etude de coup de bélier.....	69
VI.2.1. Calcul de célérité de l'onde .....	69
VI.2.1.1. Cas de fermeture brusque .....	69
VI.2.1.2. Cas de fermeture lente .....	70
VI.3. Valeur numérique du coup de bélier.....	71
VI.3.1. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les traçons : FP-R.....	71
VI.4. Conclusion .....	71

## **Chapitre VII : Système d'information géographique**

VII.1. Introduction.....	72
VII.2. Présentation du système d'information géographique SIG .....	72
VII.2.1. Système d'information géographique .....	72
VII.2.2. Les composants du SIG.....	72
VII.2.3. Fonctionnalité d'un SIG .....	72
VII.3. Elaboration d'un SIG.....	73
VII.3.1. Définition de MapInfo .....	74
VII.3.2. Création du système d'information géographique pour la région d'étude.....	74
VII.3.2.1. Calage des cartes rasters.....	74
VII.3.2.2. Préparation des fonds de carte : .....	75
VII.3.2.3. Création des tables .....	76
VII.3.2.4. La vectorisation du réseau d'AEP sur MapInfo : .....	76
VII.3.2.5. Vectorisation de la chaîne d'adduction .....	77



VII.3.2.6. Vectorisation de la chaine de distribution : .....	78
VII.4. La gestion du réseau d'alimentation en eau potable .....	83
VII.4.1. La gestion classique des réseaux d'AEP .....	83
VII.4.2. La gestion informatisée des réseaux d'AEP .....	83
VII.4.3. La gestion des réseaux d'AEP par SIG .....	83
VII.4.3.1. Requêtes SQL .....	84
VII.4.3.2. Analyse thématique .....	85
VII.5. Conclusion .....	88
Conclusion générale .....	89
Référence bibliographie	
Annexes	
Résumé	

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : précipitation moyenne mensuel (Aéroport Ferhat Abbes-Jijel). .....	3
Tableau (I.2) : température moyenne, maximale et minimale en °C .....	4
Tableau (II.1) : évaluation de la population à différents horizons. ....	8
Tableau (II.2) : Besoins domestiques du village de Beni Maazouz.....	9
Tableau (II.3) : les besoins en eau des équipements publics.....	9
Tableau (II.4) : détermination des besoins d'équipements futur. ....	10
Tableau (II.5) : représente la majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future. ....	11
Tableau (II.6) : calcul des consommations maximums et minimums journalières. ....	12
Tableau (II.7) : variation de $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitant. ....	12
Tableau (II.8) : détermination des valeurs de $\beta_{max}$ , $K_{max h}$ , $Q_{max h}$ et $Q_{moy h}$ :.....	13
Tableau (II.9) : les valeurs de $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitant. ....	14
Tableau (II.10) : détermination des valeurs de $\beta_{min}$ , $K_{min h}$ , $Q_{min h}$ et $Q_{moy h}$ . ....	14
Tableau (II.11) : évaluation de la consommation horaire. ....	15
Tableau (II.12) : Répartition de la consommation horaire Beni Maazouz avec Consommation totale.....	16
Tableau (III.1) : calcul de la vitesse, les pertes de charges et la HMT. ....	27
Tableau (III.2) : calcul des frais d'exploitation. ....	27
Tableau (III.3) : calcul des frais d'amortissement. ....	27
Tableau (III.4) : calcul du bilan général. ....	28
Tableau (IV.1) : détermination de la capacité du réservoir.....	38
Tableau (IV.2) : détermination de la capacité du réservoir par la méthode graphique.....	40
Tableau (V.1) : calcul des débits aux nœuds.....	48
Tableau (V.2) : résultats de la simulation des arcs (conduites).....	56
Tableau (V.3) : les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau. ....	58
Tableau (VI.1) : valeurs du coefficient K. ....	69
Tableau (VI.2) : calcul des valeurs maximales du coup de bélier. ....	71
Tableau (VII.1) : Table des conduites d'adduction .....	77
Tableau (VII.2) : table des réservoirs.....	77
Tableau (VII.3) : table des nœuds.....	78
Tableau (VII.4) : table du réservoir .....	78
Tableau (VII.5) : table des nœuds.....	79
Tableau (VII.6) : table des conduites.....	81

Liste des Figures

Figure (I.1) : Localisation de la zone d'étude .....	2
Figure (I.2) : histogramme de précipitation .....	3
Figure (I.3) : les courbes des températures. ....	4
Figure (I.4) : état actuel du réservoir existant 200m <sup>3</sup> .....	5
Figure (I.5) : dégradation de la conduite de refoulement .....	6
Figure (II.1) : histogramme d'évaluation de la population future.....	8
Figure (II.2) : histogramme de la variation de la consommation horaire. ....	17
Figure (II.3) : courbe de la variation de la consommation horaire cumulée.....	17
Figure (III.1) : adduction à écoulement gravitaire .....	18
Figure (III.2) : adduction par refoulement .....	19
Figure (III.3) : tuyaux en PEHD .....	21
Figure (IV.1) : schéma du type du réservoir projeté .....	33
Figure (IV.2) : adduction avec chute libre.....	34
Figure (IV.3) : adduction noyée .....	34
Figure (IV.4) : conduite de distribution.....	34
Figure (IV.5) : conduite de vidange .....	35
Figure (IV.6) : conduite de by-pass.....	35
Figure (IV.7) : système à deux prises.....	36
Figure (IV.8) : système à siphon et évent .....	36
Figure (IV.9) : capacité du réservoir par la méthode graphique .....	41
Figure (V.1) : réseau ramifié.....	42
Figure (V.2) : réseau maillé .....	43
Figure (V.3) : réseau mixte .....	44
Figure (V.4) : schéma du réseau d'AEP sous EPANET, avec ID des nœuds .....	48
Figure (V.5) : environnement de travail sur l'EPANET .....	54
Figure (V.6) : réseau de distribution après simulation .....	61
Figure (VI.1) : la première phase à l'instant ( $t = L/a$ ) .....	64
Figure (VI.2) : la deuxième phase à l'instant ( $t = 2L/a$ ) .....	64
Figure (VI.3) : la troisième phase à l'instant ( $t = 3L/a$ ).....	65
Figure (VI.4) : la quatrième phase à l'instant ( $t = 4L/a$ ).....	65
Figure (VI.5) : volants d'inertie .....	66
Figure (VI.6) : soupapes de décharge.....	67
Figure (VI.7) : cheminée d'équilibre.....	68
Figure (VI.8) : les réservoirs d'air.....	68

Figure (VII.1) : organigramme d'utilisation d'un SIG .....	73
Figure (VII.2) : calage de la carte de la zone d'étude .....	75
Figure (VII.3) : le fond de la carte après le calage .....	75
Figure (VII.4) : résultat de la vectorisation de la chaîne d'adduction.....	77
Figure (VII.5) : résultat de la vectorisation du réseau de distribution.....	78
Figure (VII.6) : informations attributaires des composantes du réseau .....	82
Figure (VII.7) : résultats de la requête SQL pour les conduites de diamètre 63 mm.....	84
Figure (VII.8) : résultats de la requête SQL pour les pressions $\leq 50$ m .....	85
Figure (VII.9) : choix de type de légende.....	87
Figure (VII.10) : choix de la table et de la variable .....	87
Figure (VII.11) : carte thématique (visualisation).....	87
Figure (VII.12) : légende de la carte thématique .....	87
Figure (VII.13) : résultats d'analyse thématique (la vitesse dans les conduites).....	87

## Liste des symboles

**A** : L'amortissement annuel de la conduite.

**AEP** : Alimentation en eau potable.

**A** : célérité d'ondes en (m/s).

**B** : La valeur du coup de bélier en (m).

**BL** : Le bilan en (DA).

**CTN(f)** : Cote du terrain naturel du forage en (m).

**CTN(r)** : Cote du terrain naturel du réservoir en (m).

**CTP(r)** : Cote du trop-plein du réservoir en (m).

**D** : Diamètre de la conduite en (m).

**D** : Diamètre du réservoir en (m).

**D** : dotation journalière en (l/s/hab).

**DN** : Diamètre normalisé en (mm).

**DHW** : Direction d'Hydraulique de la Wilaya.

**E** : Energie consommée par la pompe (KWh).

**e** : Epaisseur de la conduite en (mm).

**e** : Prix unitaire d'un KWH.

**Fam** : Frais d'amortissement en (DA)

**Fexp** : Frais d'exploitation en (DA).

**g** : Accélération de la pesanteur en (m/s<sup>2</sup>).

**H** : Hauteur de l'eau dans le réservoir en (m).

**Hd** : Valeur maximale de la pression-dépression en (m).

**H<sub>g</sub>** : Hauteur géométrique de refoulement en (m).

**HL** : Pertes de charges linéaires en (m).

**HS** : Pertes de charges singulières en (m).

**HS** : Valeur maximale de pression-surpression en (m).

**HT** : Pertes de charges totales en (m).

**HMT** : Hauteur manométrique totale en (m).

**Hab** : Habitants

**Hinc** : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir en (m).

**H0** : Pression absolue au point le plus bas de la conduite.

**i** : Taux d'annuité.

**J** : Pertes de charges linéaire en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau.

**K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi

**Kf** : Coefficient de fuite.

**Kmax h** : Coefficient d'irrégularité horaire maximum.

**Kmax j** : Coefficient d'irrégularité maximum, il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau. Il est compris entre 1,1 et 1,3.

**Kmin h** : Coefficient d'irrégularité horaire minimum.

**Kmin j** : Coefficient d'irrégularité minimum, il est compris entre 0,7 et 0,9.

**K0** : Rugosité absolue des tuyaux neufs.

**L** : La longueur de la conduite (m).

**Li** : La longueur du tronçon concerné en (m).

**LPS** : Litre par seconde.

**m.c.e** : Mètre de colonne d'eau.

**n** : Nombre des années dans la période envisagée pour l'étude.

**n**: Nombre d'années d'amortissement.

**N** : Nombre d'habitants.

**P n** : Population à l'horizon demandé.

**P%** : Pourcentage du régime de consommation horaire.

**P0** : Population de référence.

**Pa** : Puissance absorbée par la pompe en (kW).

**PEBD** : Polyéthylène Basse Densité.

**PEHD** : Polyéthylène Haute Densité.

**Pmax %** : Résidu maximale dans le réservoir.

**PN** : Pression nominale.

**Puc** : Prix unitaire de la conduite en (DA).

**PVC** : Chlorure de polyvinyle.

**Q** : Débit refoulé en ( $m^3/s$ ).

**Qc** : Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

**Qdomes** : Débit domestique en ( $m^3/j$ ).

**Qéquip** : Débit d'équipements en ( $m^3/j$ ).

**Qh** : Débit horaire en ( $m^3/h$ ).

**Qmax.h** : Besoin maximum horaire en ( $m^3/h$ ).

**Qmax.j** : Besoin maximum journalier en ( $m^3/j$ ).

**Qmin.h** : Besoin maximum horaire en ( $m^3/h$ ).

**Qmin.j** : Besoin minimum journalier en ( $m^3/j$ ).

**Q<sub>moy.h</sub>** : Besoin moyen horaire en (m<sup>3</sup>/h).

**Q<sub>moy.j</sub>** : Débit moyen journalier en (m<sup>3</sup>/j).

**Q<sub>moy.j.maj</sub>** : Débit moyen journalier majoré en (m<sup>3</sup>/j).

**Q<sub>ni</sub>** : Débit nodal des nœuds concernés en (l/s).

**Q<sub>p</sub>** : Débit de pointe de la zone en (l/s).

**Q<sub>r</sub>** : Débit de route en (l/s).

**Q<sub>sp</sub>** : Débit spécifique en (l/s/m).

**R<sub>+max</sub>** : Valeur maximale dans le réservoir en (%).

**R<sub>-min</sub>** : Valeur minimale dans le réservoir en (%).

**Re** : Nombre de REYNOLDS.

**RGPH** : Recensement général de la population et de l'habitat.

**Re** : Le nombre de REYNOLDS.

**S** : Section du réservoir en (m<sup>2</sup>).

**SIG** : Système d'Information Géographique.

**T** : Durée d'utilisation de la conduite.

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

**T<sub>f</sub>** : Temps de la fermeture brusque de la vanne.

**T<sub>p</sub>** : Nombre d'heures de pompage.

**V** : Vitesse de l'écoulement dans la conduite en (m/s).

**V** : Vitesse de l'écoulement en (m/s).

**V** : Volume du réservoir projeté en (m<sup>3</sup>).

**V<sub>inc</sub>** : Volume de la réserve d'incendie en (m<sup>3</sup>).

**V<sub>T</sub>** : Volume total du réservoir en (m<sup>3</sup>).

**V<sub>u</sub>** : Volume utile maximal de stockage pour la consommation en (m<sup>3</sup>).

**α** : coefficient de vieillissement des conduites.

**α<sub>max</sub>** : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.

**β<sub>max</sub>** : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

**λ** : Coefficient de frottement de Darcy.

**ν** : Viscosité cinématique de l'eau en (m<sup>2</sup>.s<sup>-1</sup>).

**K** : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

**η** : Rendement de la pompe en (%).

**Σ** : Somme.

---

---

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

---

---



## **Introduction générale**

Depuis la nuit des temps, l'eau a toujours été l'élément de base de toute existence humaine. C'est pour cela il est nécessaire d'utiliser cette eau d'une façon équitable, rationnelle, et économique.

L'Algérie est considérée parmi les pays du monde les plus touchés par la crise de l'eau ce qui cause une impuissance à répondre aux besoins de la population. Et cela a conduit les autorités à rechercher d'autres ressources pour assurer la disponibilité de l'eau à la population.

L'accroissement démographique de ces dernières années de la commune de DJEMAA BENI HBIBI, les fuites d'eau dans le réseau et les changements climatiques ont provoqué un manque énorme en quantité d'eau potable, et pour tenir compte de cette situation déficitaire, la Direction des ressources en eau de la Wilaya de Jijel a lancé une étude d'alimentation en eau potable dans le village de BENI MAAZOUZ qui consiste au diagnostic, l'étude, et l'élaboration du système d'information géographique du réseau d'AEP de BENI MAAZOUZ commune de BENI HBIBI de la Wilaya de Jijel. Le but de notre étude est l'élaboration d'un système d'information géographique et la création d'une banque de données renfermant toutes les informations ayant trait à notre réseau.

Notre présente étude s'articulera sur sept chapitres essentiels :

- Le premier chapitre : consiste à la présentation générale de la zone d'étude ;
- Le deuxième chapitre : l'estimation de la population et des besoins en eaux aux divers horizons.
- Le troisième chapitre : s'intéresse au calcul du dimensionnement des conduites d'adduction ;
- Le quatrième chapitre : il est consacré au dimensionnement des réservoirs de stockage ;
- Le cinquième chapitre étudie le dimensionnement du réseau de distribution ;
- Le sixième chapitre : la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier ;
- Le septième chapitre : la modélisation du système d'AEP sous les conditions actuelles et futures à l'aide du logiciel SIG.

Nous allons finir notre étude par une conclusion générale qui englobera les différentes actions réalisées ainsi que les contraintes rencontrées.

---

---

**CHAPITRE I :**

**PRÉSENTATION DE LA ZONE**

**D'ÉTUDE**

---

---

## I.1. Introduction

La caractérisation de la zone d'étude dans le cadre de sa présentation nécessite la collecte des données du site est nécessaire et cela dans tout projet d'alimentation en eau potable (AEP). Ce chapitre s'intéresse à l'étude et à la présentation de la situation de notre zone Beni Maazouz, à savoir (topographique, climatique, géologique, démographique et hydraulique).

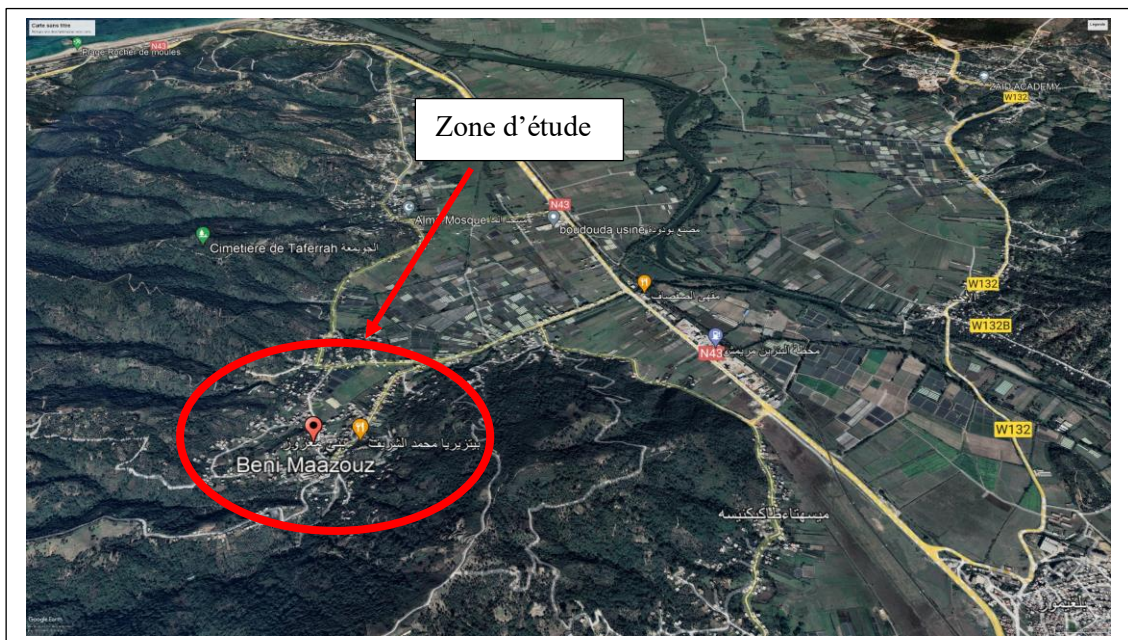
## I.2. Présentation du site [1]

### I.2.1. Situation géographique

Le village de Beni Maazouz se trouve dans la commune de Djemaa Beni Hbib, de la daïra El-Ancer dans la wilaya de Jijel. Il est situé au Nord-Est de la wilaya de Jijel à 200 mètres d'altitude près des côtes méditerranéennes, à 40 km à l'Est de la ville de Jijel et à 90 km au Nord-Ouest de la ville de Constantine. (Figure I.1)

Limité par :

- ✓ La commune de SIDI ABDELAZIZ au Nord
- ✓ La commune d'EL ANCER et BORDJ THARE au Sud
- ✓ La commune d'EL ANCER à l'Est
- ✓ La commune de CHEKFA et BORDJ THAR à l'Ouest



**Figure (I.1) :** localisation de la zone d'étude (image satellitaire Google- Earth).

### I.2.2. Situation topographique

La zone de Beni Maazouz est localisée par les coordonnées géographiques suivantes :

- 36°49'34,79'' N
- 6°5'54,18'' E

### I.2.3. Le Climat

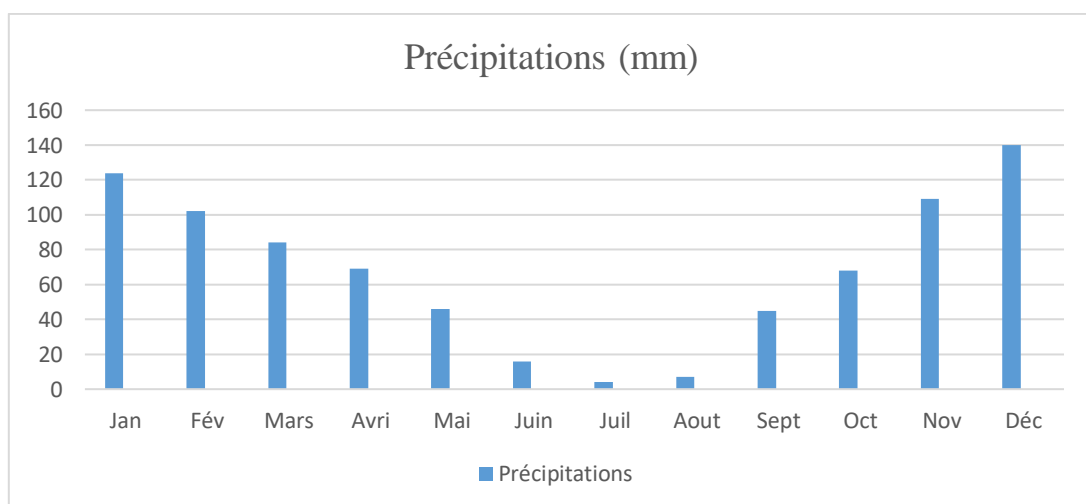
À Beni Maazouz le climat est tempéré chaud, les précipitations sont plus importantes en saison hivernale qu'en saison estivale.

#### I.2.3.1. La Précipitation

Les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été avec une moyenne de 814 mm par année (Tableau I.1), le mois le plus sec est celui de juillet avec 4mm. Le mois de Décembre enregistre le plus haut taux de précipitations avec une moyenne de 140mm. La variation des précipitations entre le mois le plus sec et le mois le plus humide est de 136 mm (Figure I.2)

**Tableau (I.1) :** précipitation moyenne mensuelle (Aéroport Ferhat Abbas-Jijel). Année 2020

Mois	Jan	Fév	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
<b>Précipitation (mm)</b>	124	102	84	69	46	16	4	7	45	68	109	140



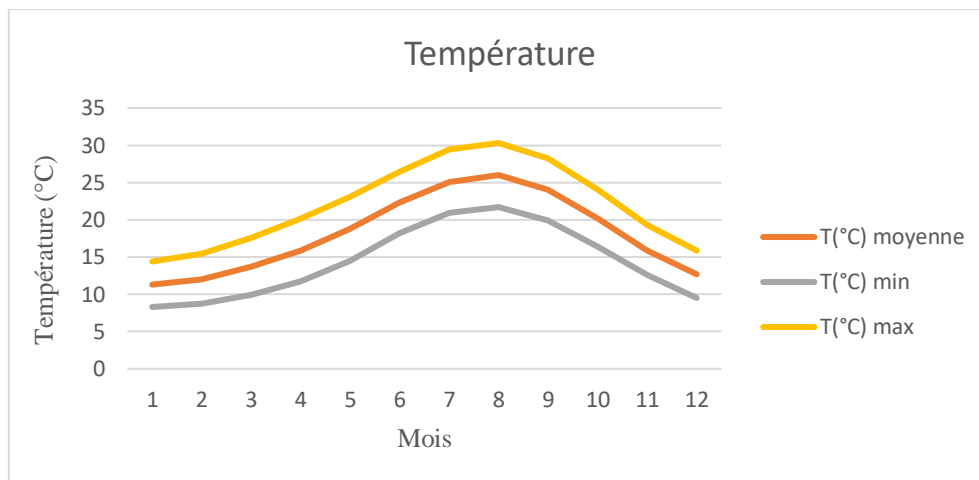
**Figure (I.2) :** histogramme de précipitation

### I.2.3.2. La température

À Djamaa Beni Hbib la température moyenne au cours de l'année varie de 18.15°C. Tableau (I.2). Le mois de Janvier est le plus froid de l'année avec une température moyenne de 11.3°C et le mois d'Août est le plus chaud de l'année avec une température moyenne de 26 °C.

**Tableau (I.2) :** température moyenne, maximale et minimale en °C de l'année 2020 [1]

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
<b>Température moyenne</b>	11.3	12	13.7	15.9	18.8	22.3	25.1	26	24	20.2	15.9	12.7
<b>Température moyenne Minimale</b>	8.3	8.7	9.9	11.7	14.5	18.2	20.9	21.7	19.9	16.4	12.6	9.5
<b>Température maximale</b>	14.4	15.4	17.6	20.2	23.1	26.4	29.4	30.3	28.2	24	19.3	15.9



**Figure (I.3) :** les courbes des températures.

### I.2.4. La sécheresse

Des périodes de sécheresse remarquables ont été enregistrées durant le mois de Juin, juillet et Août.

### I.2.5. Situation actuelle en matière hydraulique

Actuellement les habitants du village Beni Maazouz relevant de la commune de Djamaa Beni Hbib de la daïra El-Ancer souffrent énormément en matière d'alimentation en eau potable.

Les habitants de ce village s'alimentent actuellement à partir des sources et puits que certains habitants ont creusé à proximité de leurs maisons.

Les méthodes d'acquisition de cette matière vitale sont diverses, à savoir :

- L'achat de cette matière à partir des camions citernes privés.
- Certains habitants ramènent de l'eau par des bidons et jerricanes à partir de leurs familles.
- Déplacement vers les sources...etc.

#### I.2.6. Diagnostic du réseau d'AEP existant [2]

À présent le réseau d'AEP du village de Beni Maazouz est un réseau ancien et très dégradé (présence de problème des fuites). Il dispose d'un réservoir semi-enterré avec une capacité de 200 m<sup>3</sup> destiné pour le stockage et l'alimentation. Alimenté par des eaux souterraines à partir d'un point de piquage sur la ligne Ancer vers Djemaa Beni Hbib, cette ligne alimente par un forage K26 sa capacité est de 20l/s à Ancer.



Figure (I.4) : état actuel du réservoir existant 200m<sup>3</sup>



Dégradation dans la conduite de refoulement se traduisant par des fissurations le long de cette dernière (Figure I.5)



**Figure (I.5) :** dégradation de la conduite de refoulement

### **I.3. Conclusion**

Ce chapitre nous a permis d'avoir une idée générale sur les caractéristiques du village de Beni Maazouz de la commune de Djemaa Beni Hbib et ses ressources en eau. La mobilisation de ces dernières se fera en fonction des besoins de la population qui sera l'objet du prochain chapitre.





---

---

CHAPITRE II :

ESTIMATION DES BESOINS

EN EAU

---

---

## II.1. Introduction

Pour l'estimation des besoins en eau d'une agglomération, il est nécessaire de fixer une norme pour chaque consommateur (usager, employé ...etc.).

Cette estimation est soumise à plusieurs facteurs à savoir : Le secteur administratif, sanitaire, socio-culturel .... Etc.

## II.2. Evaluation future de la population

La détermination de la demande en eau du village de Beni Maazouz est basée sur la connaissance de l'évolution démographique de la population et sur la domination du style de vie aux différents horizons.

Sur la base d'une population de référence de 3103 habitants dans le village de «Beni Maazouz» selon le recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de l'année (2022). Celle-ci atteindrait les valeurs suivantes compte tenu de chaque horizon Tableau (II.1).

On peut estimer l'évolution démographique d'une population à différents horizons, par la méthode dite Méthode de la croissance géométrique ou taux de croissance proportionnel à la population et au temps qui peut être exprimée par la formule ci-dessous :

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

Avec :

- **P<sub>n</sub>** : Population à l'horizon demandé ;
- **P<sub>0</sub>** : Population de référence ;
- **T** : Taux d'accroissement de la population ;
- **n** : Nombre des années dans la période envisagée pour l'étude.

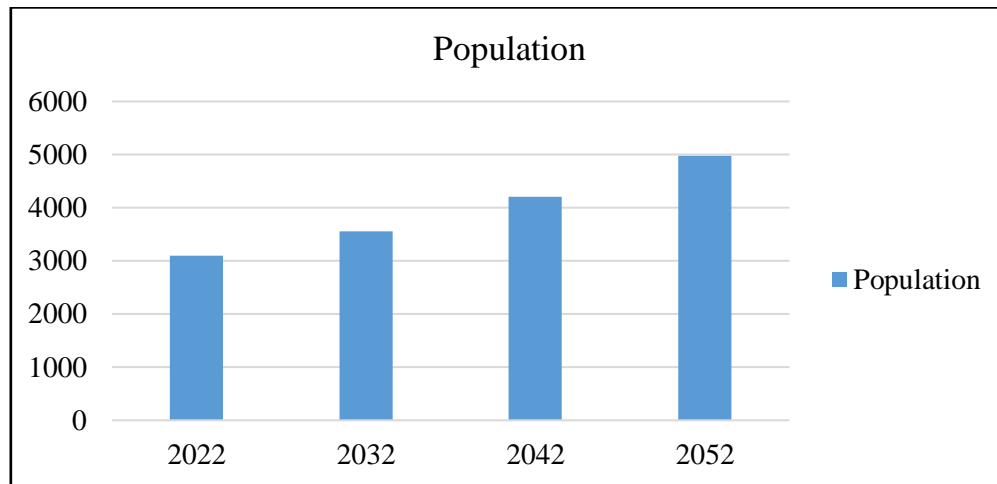
Nous donnons ci – après le tableau d'accroissement de la population du village à différents horizons.

- Le taux d'accroissement est égal à 1.7 % [1].

**Tableau (II.1) :** évaluation de la population à différents horizons.

Horizons	Actuel	court terme	moyen terme	long terme
	2022	2032	2042	2052
Taux d'accroissement (%)	1.7	1.7	1.7	1.7
Population	3103	3551	4203	4975

L'examen du tableau (II.1) montre que la population du village de « Beni Maazouz » à long terme (Horizon 2052) s'élève à environ **4975** habitants.



**Figure (II.1) :** histogramme d'évaluation de la population future.

### II.3. Évaluation des besoins en eau potable

#### II.3.1. Besoins journaliers $Q_j$

Les besoins en eau de la population sont déterminés comme suit :

$$Q_{\text{moy } j} = \frac{D \times N}{1000} \text{ m}^3 / j \tag{II.2}$$

- $Q_{\text{moy } j}$  : consommation moyenne journalière en ( $\text{m}^3/j$ ) ;
- $N$  : Nombre d'habitants (hab) ;
- $D$  : dotation journalière en ( $l/j/\text{hab}$ ).

Pour une agglomération de 5 000 à 20 000 habitants, la dotation est prise entre 150 et 200  $l/\text{hab}/j$  [3].

Vu le déficit actuel et le manquement consentis dans la mobilisation de nouvelles ressources, la **DHW** souhaite de maintenir la dotation actuelle à 150  $l/j/\text{hab}$ .

• Les besoins domestiques du village de Beni Maazouz pour les différents horizons sont indiqués dans le tableau (II.2) :

**Tableau (II.2) : Besoins domestiques du village de Beni Maazouz.**

Horizons	Nbr. d'habitants	Dotation (l/j/hab)	Débit moy j (m <sup>3</sup> /j)
Actuel (2022)	3103	150	465.45
Court terme (2032)	3551	150	532.65
Moyen terme (2042)	4203	150	630.45
Long terme(2052)	4975	150	<b>746.25</b>

### II.3.2. Besoins d'équipements Publics

**Tableau (II.3) : les besoins en eau des équipements publics [1].**

Type d'équipement	Désignation	effectif	Unité	Dotation (l/j/unité)	Qmoy.j (m <sup>3</sup> /j)
Scolaires	Ecole primaire	300	Elève	20	6.0
Sanitaires	Sale de soins	10	Patient	50	0.5
Socio-culturels	Mosquée	1500	Fidèle	20	30
Administratifs	APC	20	Employé	10	0.2
Besoin commerciaux	Cafétéria	1	-	300	0.3
	Alimentation générale	1	-	20	0.02

### II.3.3. Consommation moyenne journalière totale

Pour estimer les besoins d'équipements projetés on applique la loi suivante :

$$\frac{Q_{\text{equip}}(2022)}{Q_{\text{domes}}(2022)} = \frac{Q_{\text{equip}}(2052)}{Q_{\text{domes}}(2052)} \quad (\text{II.3})$$

Les résultats de calculs sont dans le tableau (II.4) :

**Tableau (II.4) : détermination des besoins d'équipements futur.**

Village	Catégorie des besoins	Besoins actuel (m <sup>3</sup> /j) 2022	Besoins futur (m <sup>3</sup> /j) 2052
<b>Beni Maazouz</b>	Besoins domestiques	465.45	746.25
	Besoins équipements publics	37.02	59.35
	<b>Total</b>	-	805.6

Il y a lieu de signaler que quel que soit le réseau installé, il présentera toujours des carences en fuites, c'est pourquoi il faut combler ces dernières dans l'évaluation des besoins.

Pour éviter tout manque de consommation journalière on anticipe une majoration.

(20 % pour un réseau bien entretenu [3]).

On obtient alors un coefficient de majoration Kf :

- Réseau neuf ou bien entretenu : Kf = 1.2
- Réseau moyennement entretenu : Kf = 1.25 à 1.35
- Réseau vétuste ou mal entretenu : Kf = 1.5

Le débit moyen journalier se calcule par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy j maj}} = Q_{\text{moy j}} \times Kf \tag{II.4}$$

Avec :

- **Q<sub>moy j maj</sub>** : Débit moyen journalier majoré (m<sup>3</sup>/j) ;
- **Q<sub>moy j</sub>** : Débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j) ;
- **Kf** : Coefficient de fuite :

**Tableau (II.5) :** représente la majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future.

Village	2022		2052	
	$Q_{moy,j}$	$Q_{moy,j,maj}$	$Q_{moy,j}$	$Q_{moy,j,maj}$ ( $m^3/j$ )
<b>Beni Maazouz</b>	502.47	602.964	805.6	966.72

### II.3.4. Variation de la consommation journalière

Au cours de la journée, la consommation d'eau n'est pas constante (irrégulière), mais varie en présentant des maximums et des minimums.

Pour tenir compte de cette variation on considère les coefficients d'irrégularité  $K_{max,j}$  et  $K_{min,j}$

Avec :

$$K_{max,j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad \text{(II.5)}$$

$$K_{min,j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad \text{(II.6)}$$

Donc :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j}$$

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j}$$

Sachant que :

➤  $K_{max,j}$  : Coefficient d'irrégularité maximum, il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau. Il est compris entre 1,1 et 1,3. On opte pour  $K_{max,j} = 1,2$ .

➤  $K_{min,j}$  : Coefficient d'irrégularité minimum, il est compris entre 0,7 et 0,9.

On opte pour  $K_{min,j} = 0,8$

➤  $Q_{max,j}$  : Besoin max journalier ( $m^3/j$ ) ;

➤  $Q_{min,j}$  : Besoin min journalier ( $m^3/j$ ).

**Tableau (II.6) :** consommations maximums et minimums journalières.

Horizons	Q moy j maj (m <sup>3</sup> /j)	Q max j (m <sup>3</sup> /j)	Q min j (m <sup>3</sup> /j)
2022	602.964	723.5568	482.3712
2052	966.72	1160.064	773.376

### II.3.5 Variation de la consommation horaire

#### II.3.5.1. Débit maximum horaire

Le débit maximum horaire est donné par la formule suivante :

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

Tel que :  $Q_{\text{moy h}} = Q_{\max j} / 24$  (II.8)

Avec :

- **Q<sub>max h</sub>** : Besoin maximum horaire (m<sup>3</sup>/h) ;
- **Q<sub>moy h</sub>** : Besoin moyen horaire (m<sup>3</sup>/h) ;
- **Q<sub>max j</sub>** : Besoin maximum journalier :
- **K<sub>max h</sub>** : Coefficient d’irrégularité horaire maximum exprimé par la formule suivante :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \tag{II.9}$$

Avec :

- **α<sub>max</sub>** : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l’agglomération et du régime de travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local dans notre cas il s’agit d’un village. (On prend alors α<sub>max</sub> = 1 ,3).
- **β<sub>max</sub>** : Coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population. Le tableau (II.7) donne sa variation en fonction du nombre d’habitants.

**Tableau (II.7) :** variation de β<sub>max</sub> en fonction du nombre d’habitant.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
β <sub>max</sub>	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 4975 hab (pour l'année 2052).

Pour :  $P_1 = 4000$  hab et  $\beta_{\max 1} = 1,5$

$P_2 = 6000$  hab et  $\beta_{\max 2} = 1,4$

Dans notre cas :

$p = 4975$  hab

$\beta_{\max} = ?$

$$\beta_{\max} = \frac{(\beta_{\max 1} \times (p - P_2) + (P_1 - p) \times \beta_{\max 2})}{(P_1 - P_2)} \quad (\text{II.10})$$

$$\beta_{\max} = \frac{1,5 \times (4975 - 6000) + (4000 - 4975) \times 1,4}{4000 - 6000}$$

$$\beta_{\max} = 1,45$$

Après calcul, on trouve les valeurs de  $\beta_{\max}$ ,  $K_{\max h}$ ,  $Q_{\max h}$  et  $Q_{\text{moy } h}$  dans le tableau (II.8) :

**Tableau (II.8) :** détermination des valeurs de  $\beta_{\max}$ ,  $K_{\max h}$ ,  $Q_{\max h}$  et  $Q_{\text{moy } h}$  :

Ville	Nombre d'habitants	$\alpha_{\max}$	$\beta_{\max}$	$K_{\max h}$	$Q_{\text{moy } h}$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_{\max h}$ (m <sup>3</sup> /h)
<b>Beni Maazouz</b>	4975	1,3	1,45	1,885	48.336	91.11336

### II .3.5.2. Débit minimum horaire

Le débit maximum horaire est estimé par la formule suivante :

$$Q_{\min h} = K_{\min h} \times Q_{\text{moy } h} \quad (\text{II.11})$$

Tel que :  $Q_{\text{moy } h} = Q_{\max j} / 24 \quad (\text{II.12})$

Avec :

- $Q_{\min h}$  : Besoin minimum horaire (m<sup>3</sup>/h) ;
- $Q_{\text{moy } h}$  : Besoin moyen horaire (m<sup>3</sup>/h) ;
- $Q_{\max j}$  : Besoin maximum journalier (m<sup>3</sup>/j) ;
- $K_{\min h}$  : Coefficient d'irrégularité horaire minimum exprimé par la formule suivante

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (\text{II.13})$$

Avec :



➤  $\alpha_{\min}$  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 0,4 à 0,6

(On prend alors  $\alpha_{\min} = 0,5$ ).

➤  $\beta_{\min}$  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (II.9) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau (II.9) :** les valeurs de  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitant.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	100000
$\beta_{\min}$	<b>0,1</b>	<b>0,1</b>	<b>0,1</b>	<b>0,2</b>	<b>0,25</b>	<b>0,4</b>	<b>0,5</b>	<b>0,7</b>

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 5123 hab (pour l'année 2050).

Pour :  $P_1 = 4000$  hab et  $\beta_{\min 1} = 0,2$

$P_2 = 6000$  hab et  $\beta_{\min 2} = 0,25$

Dans notre cas :

$p = 4975$  hab

$\beta_{\min} = ?$

$$\beta_{\min} = \frac{(\beta_{\max 1} \times (p - P_2) + (P_1 - p) \times \beta_{\max 2})}{(P_1 - P_2)} \tag{II.14}$$

$$\beta_{\min} = \frac{0,2 \times (4975 - 6000) + (4000 - 4975) \times 0,25}{4000 - 6000}$$

$$\beta_{\min} = 0,224$$

Après calcul, on trouve les valeurs de  $\beta_{\min}$ ,  $K_{\min h}$ ,  $Q_{\min h}$  et  $Q_{\text{moy } h}$  dans le tableau (II.10) :

**Tableau (II.10) :** détermination des valeurs de  $\beta_{\min}$ ,  $K_{\min h}$ ,  $Q_{\min h}$  et  $Q_{\text{moy } h}$ .

Ville	Nombre d'habitants	$\alpha_{\min}$	$\beta_{\min}$	$K_{\min h}$	$Q_{\text{moy } h}$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_{\min h}$ (m <sup>3</sup> /h)
<b>Beni Maazouz</b>	4975	0.5	0.224	0.112	48.336	5.41

**II.3.5.3. Variation des débits horaires**

La répartition  $Q_{maxj}$  sur les 24h comme suit :

$$Q_h = P\% \times Q_{maxj} \tag{II.15}$$

Avec :

- **P%** : pourcentage du régime de consommation horaire ;
- **$Q_{maxj}$**  : Débit max journalier ( $m^3/j$ ) ;
- **$Q_h$**  : Débit horaire ( $m^3/h$ ).

**Tableau (II.11) : évaluation de la consommation horaire.**

Heure	Moins de 10000	De 10001 à 50000	50001 à 100000	Plus 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1,5	3	3,35	0,75
1-2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	1	1,5	2,5	3,3	1
3-4	1	1,5	2,6	3,2	1
4-5	2	2,5	3,5	3,25	3
5-6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	4,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,4	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,4	6
20-21	4,5	4	4,5	4,4	6
21-22	3	3	4,8	3,8	3
22-23	2	2	4,6	3,8	2
23-24	1	1,5	4,3	3,8	1

Tableau (II.12) : Répartition de la consommation horaire Beni Maazouz

$$(Q_{\max j} = 1160.064 \text{ m}^3/\text{j})$$

Heure	P%	$Q_{\max h}$ (m <sup>3</sup> /h)	Cumulé %	Débit cumulé (m <sup>3</sup> /h)
0-1	1	11,60064	1	11.60064
1-2	1	11,60064	2	23.20128
2-3	1	11,60064	3	34.80192
3-4	1	11,60064	4	46.40256
4-5	2	23,20128	6	69.60384
5-6	3	34.80192	9	104.40576
6-7	5	58.0032	14	162.40896
7-8	6,5	75.40416	20,5	237.81312
8-9	6,5	75.40416	27	313.21728
9-10	5,5	63.80352	32,5	377.0208
10-11	4,5	52.20288	37	429.22368
11-12	5,5	63.80352	42,5	493.0272
12-13	7	<b>81.20448</b>	49,5	574.23168
13-14	7	<b>81.20448</b>	56,5	655.43616
14-15	5,5	63.80352	62	719.23968
15-16	4,5	52.20288	66,5	771.44256
16-17	5	58.0032	71,5	829.44576
17-18	6,5	75.40416	78	904.84992
18-19	6,5	75.40416	84,5	980.25408
19-20	5	58.0032	89,5	1038.25728
20-21	4,5	52.20288	94	1090.46016
21-22	3	34.80192	79	1125.26208
22-23	2	23,20128	99	1148.46336
23-24	1	11,60064	100	1160.064

D'après le tableau (II.12) le débit maximum horaire de pointe est égal 81.20448 m<sup>3</sup>/h correspondant aux périodes 12-13 et 13-14.  $Q_{\max h} = 81.20448 \text{ m}^3/\text{h} = 22.5568 \text{ l/s}$ .

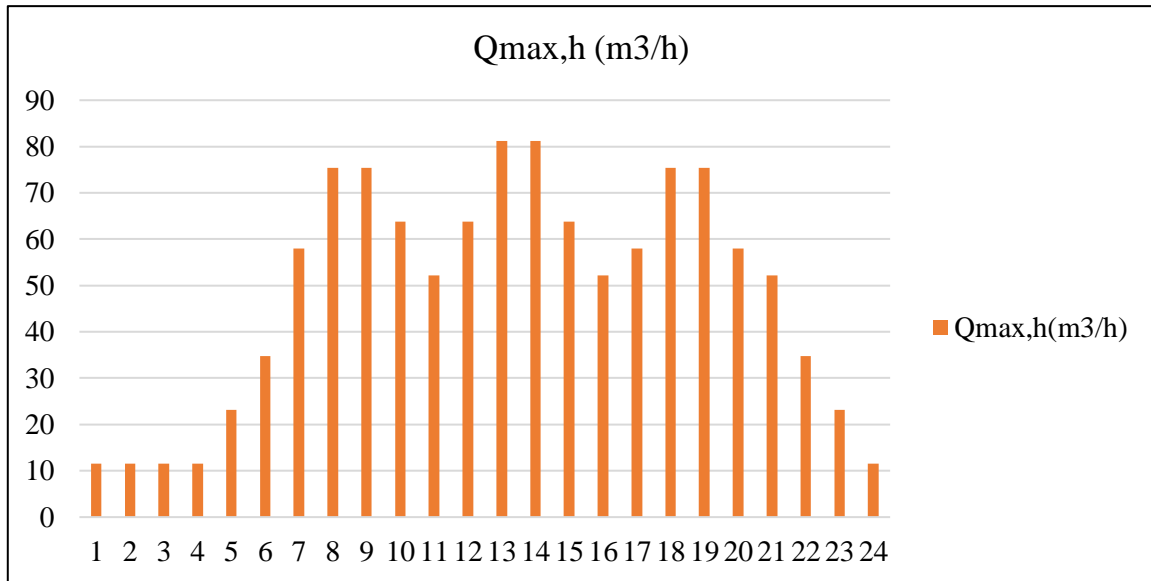


Figure (II.2) : histogramme de la variation de la consommation horaire.

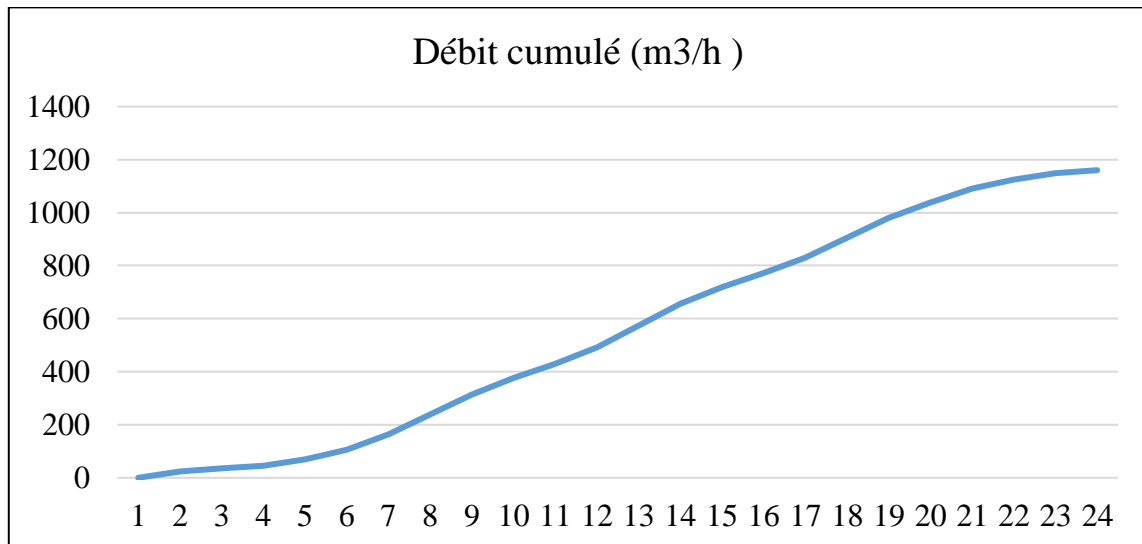


Figure (II.3) : courbe de la variation de la consommation horaire cumulée.

## II.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons estimé les différents besoins en eau de la commune Djemaa Beni Hbib pour une population de 4975 habitants à l’horizon 2052. Nous avons trouvé un débit de **1160.064 m<sup>3</sup>/j** avec un débit de pointe **Q<sub>p</sub> = 22.5568 l/s**

---

---

CHAPITRE III :

ADDITION

---

---

### III.1. Introduction

L'adduction est le transport de l'eau potable depuis le point de captage jusqu'au voisinage de la zone d'utilisation. Les conduites d'adduction doivent acheminer un débit journalier maximal destiné à couvrir les besoins de la population.

Le but de ce chapitre est de parvenir à dimensionner un système d'adduction qui a deux aspects dépendant l'un de l'autre ; l'un technique et l'autre économique. Il existe trois modes d'adduction ; cela dépend du relief de la région à alimenter.

### III.2. Type d'adduction

#### III.2.1. Adduction à écoulement gravitaire

L'adduction gravitaire, où l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques. Dans l'adduction gravitaire la cote de la source est supérieure à la cote piézométrique du réservoir d'accueil. (Figure III.1)

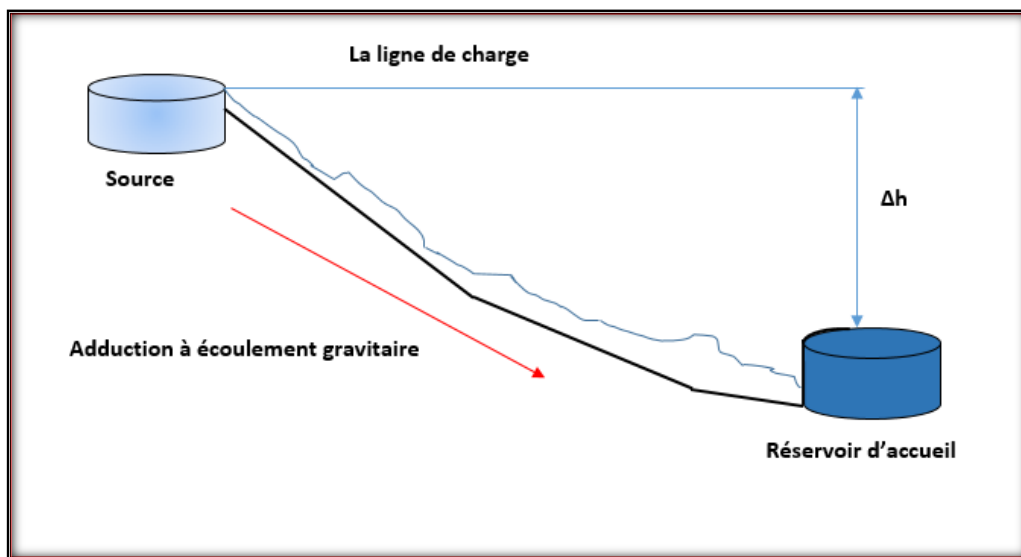


Figure (III.1) : adduction à écoulement gravitaire

#### III.2.2. Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement (c'est-à-dire non gravitaire), la cote de la source (le point de captage de l'eau) est inférieure à la cote piézométrique du réservoir d'accueil. Dans ce type d'adduction une station de pompage est nécessaire pour relever les eaux de captage. (Figure III.2)

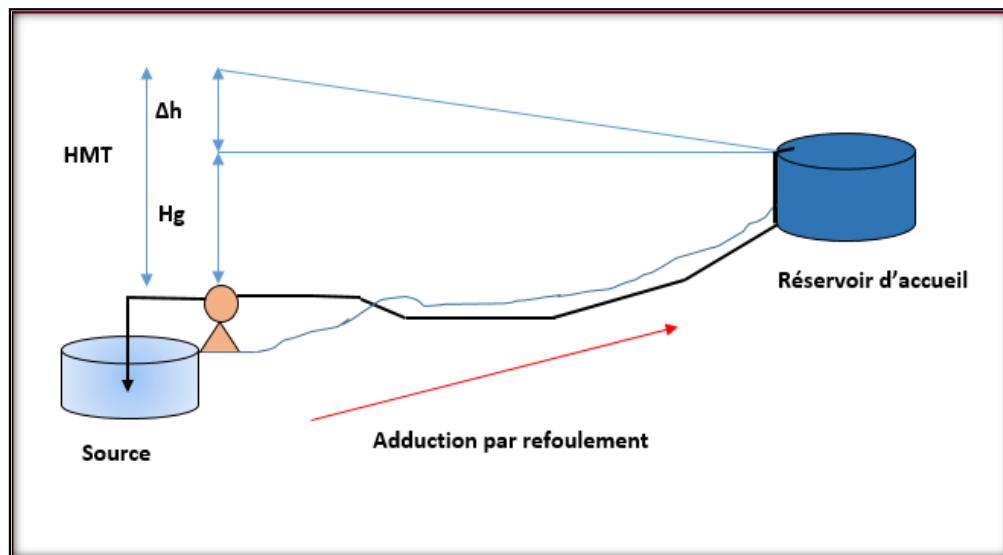


Figure (III.2) : adduction par refoulement

### III.2.3. Adduction mixte

L'adduction mixte est une combinaison entre les deux adductions précédentes.

### III.3. Choix du tracé

Le choix du tracé du profil de la conduite d'adduction doit obéir à un certains Critères technico-économiques à savoir [3] :

- ◆ Il est nécessaire que le profil en long soit aussi régulier que possible pour éviter les contre-pentes ;
- ◆ Dans un but économique il faut que le tracé en plan soit le plus court ;
- ◆ Il est préférable de faire passer les conduites le long des routes afin de :
  - Faciliter la pose des tuyaux ;
  - une meilleure exploitation de ces derniers ;
  - un accès rapide pour l'entretien.
- ◆ Eviter le phénomène de cavitation qui entraine la rupture de la veine liquide, et les éclatements de canalisation au cours de la phase de surpression qui succède.

### III.4. Choix du type de tuyau

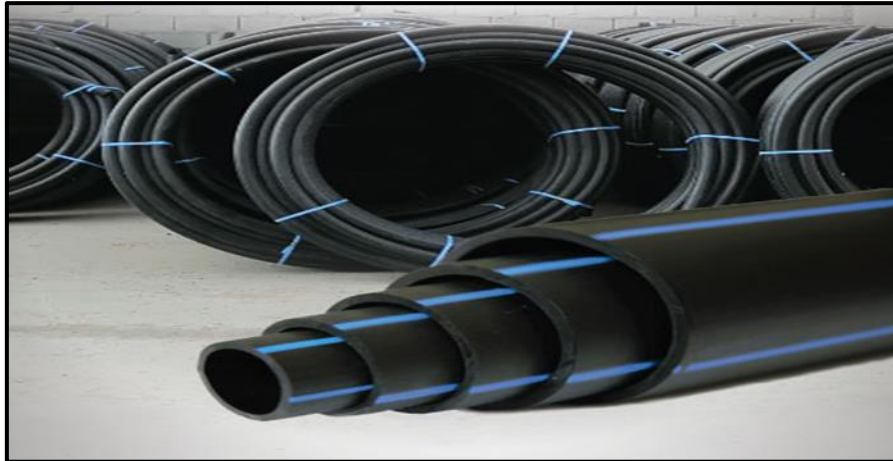
Le choix du type de tuyau transportant l'eau potable est basé essentiellement sur des critères technico-économiques. Le choix de cette tuyauterie est en fonction de :

- ✓ Diamètre ;
- ✓ Pression supportée ;
- ✓ Condition d'installation et la facilité d'entretien et de mise en service ;
- ✓ Type du sol ;
- ✓ Bonne étanchéité ;
- ✓ Disponibilité sur le marché ;
- ✓ Prix unitaire ;
- ✓ La durée de vie ;
- ✓ Frais d'exploitation.

Dans notre cas les conduites sont en PEHD (Polyéthylène haute densité) (Figure III.3), en raison des avantages qu'elles présentent :

- Une longévité importante (50 ans à 20°C) ;
- Une résistance à une surpression jusqu'à 20 bars ;
- Une bonne résistance aux agents chimiques (corrosion interne, externe et microbiologique) ;
- Un coefficient de rugosité très faible [4].
- La disponibilité de ce mode de tuyau sur le marché (une production locale) ;
- Adaptation à la nature géologique du sol ;
- Assemblage facile, simple et rapide ;
- Un atout pour les chantiers plus respectueux de l'environnement :
  - L'énergie nécessaire à la production du PEHD est moins importante que pour d'autres tuyaux.
  - Au moment de l'installation des canalisations, elles sont plus simple à enterrer et demande moins de manutentions par rapport aux tuyaux métalliques.
  - L'utilisation de la fusion thermique pour souder les canalisations élimine le risque des fuites. C'est un atout pour préserver la qualité des sols.





**Figure (III.3) :** tuyaux en PEHD

### III.5. Etude technico-économique de l'adduction (refoulement)

Le dimensionnement de la conduite d'adduction (refoulement) vise à déterminer le diamètre économique pour un coût de revient minimum entre les dépenses initiale (investissement) et les dépenses de pompage (fonctionnement). Certes pour un même débit à relever plus le diamètre est petit plus les pertes de charges sont importantes. Donc des frais d'exploitation plus élevés et des frais d'investissement moins élevés et vice versa [5].

Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

### III.6. Calcul du diamètre économique

Le diamètre économique est déterminé approximativement par les formules de BONNIN et de BRESS. Ces formules sont données comme suit :

● Formule de BONNIN :  $D = \sqrt{Q}$  (III.1)

● Formule de BRESS :  $D = 1.5\sqrt{Q}$  (III.2)

Avec :

- **D** : Diamètre de la conduite en mètre ;
- **Q** : Débit refoulé en (m<sup>3</sup>/s).

On optera pour un diamètre compris entre les deux valeurs trouvées par la formule de **BONNIN** et **BRESS**. Le plus économique sera celui qui présente le bilan nominal et une vitesse acceptable.

### III.7. Calcul de la vitesse de l'écoulement de l'eau

Elle est estimée par la formule suivante :

On a :

$$Q = V \times S \quad (\text{III.3})$$

Et

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad (\text{III.4})$$

Donc :

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

Avec :

- **V** : la vitesse de l'écoulement dans la conduite en (m/s) ;
- **Q** : Débit refoulé en (m<sup>3</sup>/s) ;
- **D** : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

### III.8. Calcul des pertes de charges

#### III.8.1. Pertes de charges linéaires

Elles sont déterminées par la loi de DARCY-WEISBBACH comme suit :

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

$$J = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D} = \frac{\lambda \times Q^2 \times 8}{\pi^2 \times D^5 \times g} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- **J** : Pertes de charges linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (perte de charges unitaire) ;
- **L** : Longueur de la conduite : **1353 m** ;
- **V** : Vitesse moyenne de l'écoulement en (m/s) ;
- **D** : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ) ;
- **$\lambda$**  : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLLEBROOK

La formule de COOLLEBROOK pour le régime transitoire :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{K}{3.71D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.8})$$

La formule de NIKURADZE pour le régime turbulent rugueux :

$$\lambda = [1.14 - 0.86 \ln \left(\frac{K}{D}\right)]^{-2} \quad (\text{III.9})$$

Résolution par approximation successive ; pour la valeur de  $\lambda_0$  on utilise la formule de NIKURADZE.

$$K = K_0 + \alpha t \quad (\text{III.10})$$

Avec :

- **K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi ;
- **K<sub>0</sub>** : Rugosité absolue des tuyaux neufs (pour le PEHD : **K<sub>0</sub>** = 0.01 mm, si  $D \leq 200$  mm) ;
- **$\alpha$**  : Coefficient de vieillissement, déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT ;
- **T** : Durée d'utilisation de la conduite.

Pour les tubes en PEHD :  $K = 0.001$  si  $D \leq 200$  mm ;  $K = 0.02$  si  $D \geq 200$  mm.

**Re** : Nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{III.11})$$

Avec :

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau exprimée par la formule de STOCKS :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337 + 0.00221 t^2} \quad (\text{III.12})$$

La viscosité cinématique de l'eau est d'ordre  $10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$  à la température ordinaire.

### III.8.2. Pertes de charges singulières

Les pertes de charges singulières résultent des différents singularités le long de la canalisation par exemple : les coudes, les branchements, les rétrécissements et les élargissements, les vannes...etc. Elles sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Soit :

$$H_S = 0.15 \times H_L \quad (\text{III.13})$$

### III.8.3. Pertes de charges totales

Elles représentent la somme des pertes de charges linéaires et les pertes de charges singulières Tel que :

$$H_T = H_L + H_S \quad (\text{III.14})$$

Avec :

- **H<sub>T</sub>** : Pertes de charges totales en mètre ;
- **H<sub>L</sub>** : Pertes de charges linéaires en mètre ;
- **H<sub>S</sub>** : Pertes de charges singulières en mètre.

### III.9. Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charges résultantes de l'aspiration et du refoulement.

$$\text{HMT} = H_g + H_T \quad (\text{III.15})$$

Avec :

- **HMT** : Hauteur manométrique totale en (m) ;
- **H<sub>g</sub>** : Hauteur géométrique en (m) ;
- **H<sub>T</sub>** : Perte de charge totale en (m) ;

### III.10. Calcul de la puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe est calculée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \times Q \times \text{HMT}}{\eta} \quad (\text{III.16})$$

Avec :

- **P<sub>a</sub>** : Puissance absorbée par la pompe en (KW) ;
- **η** : Rendement de la pompe en (%), η = 75.7% ;
- **HMT** : Hauteur manométrique totale en (m) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur (g=9.81 m/s<sup>2</sup>) ;
- **Q** : Débit refoulé (Q =0.008 m<sup>3</sup>/s).

### III.11. Calcul de l'énergie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe s'estime comme suit :

$$E = P_a \times T_p \times 365 \quad (\text{III.17})$$

Avec :

- **T<sub>p</sub>** : Nombre d'heures de pompage (24h pour les forages, 20 h pour la station de pompage) ;
- **P<sub>a</sub>** : Puissance absorbée par la pompe en (KW) ;
- **E** : Energie consommée par la pompe en (KWh).

### III.12. Détermination des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont estimés par la relation suivante :

$$F_{\text{exp}} = E.e \quad (\text{III.18})$$

Avec :

- **F<sub>exp</sub>** : Frais d'exploitation en (DA) ;
- **E** : Energie consommée par la pompe en (KWh) ;
- **e** : Prix unitaire d'un KWH (e= 4.67 DA pour 1 KWH. imposé par SONALGAZ).

### III.13. Détermination des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement de calcul par la formule suivante :

$$F_{\text{amr}} = A \times P_{\text{Uc}} \times L \quad (\text{III.19})$$

Avec :

- **F<sub>amr</sub>** : Frais d'amortissement en (DA) ;
- **P<sub>Uc</sub>** : Prix unitaire de la conduite en (DA) ;
- **L** : Longueur d'amortissement (longueur de la conduite) en (m) ;
- **A** : Amortissement annuel de la conduite. Il est calculé par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{III.20})$$

Avec :

- **i** : Taux d'annuité, égal à 8% (Adopté en Algérie) ;
- **n** : Nombre d'années d'amortissement (n=30).

Donc on aura :

$$A = 0.089 = 8.9\%$$

### III.14. Détermination du bilan économique

Le bilan économique représente la somme des frais d'exploitation et d'amortissement.

$$B_L = F_{\text{exp}} + F_{\text{amr}} \quad (\text{III.21})$$

Avec :

- **B<sub>L</sub>** : Bilan économique en (DA) ;
- **F<sub>exp</sub>** : Frais d'exploitation en (DA) ;
- **F<sub>amr</sub>** : Frais d'amortissement en (DA).

### III.15. Calcul hydraulique

#### III.15.1. Les données du forage projeté vers les deux réservoirs

- Débit refoulé : 8l/s
- Longueur de la conduite : 1353 m
- Rugosité K : 0.001 m
- Côte du terrain naturel du forage CTN(f) (cote de départ) : 356.35 m
- Côte du terrain naturel du réservoir CTN(r) : 509.95 m
- Côte du trop-plein du réservoir CTp(r) (côte d'arrivé) : 514.95 m
- H<sub>g</sub>: Hauteur géométrique : CTp(r) - CTN(f) = 514.95 - 356.35 = 158.60 m ; H<sub>g</sub> = 158.60m

#### III.15.2. Détermination du diamètre

◆ D'après la formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} = 0.089 \text{ m}$$

◆ D'après la formule de BRESS :

$$D = 1.5\sqrt{Q} = 0.134 \text{ m}$$

### III.15.3. Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT)

Le calcul de la hauteur manométrique totale des différents diamètres est donné dans le tableau (III.1) :

Le choix des matériaux : **PEHD (PN20)**. Ce matériau répondra à un éventuel changement du site de l'ouvrage de stockage et couvrira les risques liés à l'exploitation du système d'adduction.

**Tableau (III.1) :** calcul de la vitesse, les pertes de charges et la HMT.

D (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	H <sub>L</sub>	H <sub>s</sub>	H <sub>T</sub>	HMT
90	1.26	113400	0.039751	0.035635	48.214155	7.23212325	55.44627825	214.0462783
110	0.84	92400	0.037369	0.012282	16.617546	2.4926319	19.1101779	177.7101779
125	0.65	81250	0.036019	0.006248	8.453544	1.2680316	9.7215756	168.3215756

Les diamètres 110 mm et 125 mm conviennent au vu des vitesses et des HMT trouvées.

### III.15.4. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitations sont représentés dans le tableau (III.2)

**Tableau (III.2) :** calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	P (KW)	E (KWh)	F <sub>Exp</sub> (DA)
110	18.42364	134492.572	628080.3112
125	17.45030	127387.19	594898.1773

### III.15.5. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont représentés dans le tableau (III.3)

**Tableau (III.3) :** calcul des frais d'amortissement.

D (mm)	Prix (DA)	L (m)	F <sub>Amor</sub> (DA)
110	1333.80	1353	160612.1946
125	1728	1353	208080.576

**III.15.6. Bilan global des frais**

Le bilan global des frais est représenté dans le tableau (III.4)

**Tableau (III.4) :** calcul du bilan général.

<b>D (mm)</b>	<b>Frais d'exploitation (DA)</b>	<b>Frais d'amortissement (DA)</b>	<b>Bilan (DA) = <math>F_{Exp} + F_{Amor}</math></b>
<b>110</b>	628080.3112	160612.1946	788692.5058
<b>125</b>	594898.1773	208080.576	802978.7533

**Remarque :**

Pour des raisons techniques et économiques, nous avons projeté la réalisation du nouveau réservoir 300 m<sup>3</sup> jumelé avec l'existant.



La Figure (III.4) représente le réseau d'adduction avec ces deux réservoirs jumelés

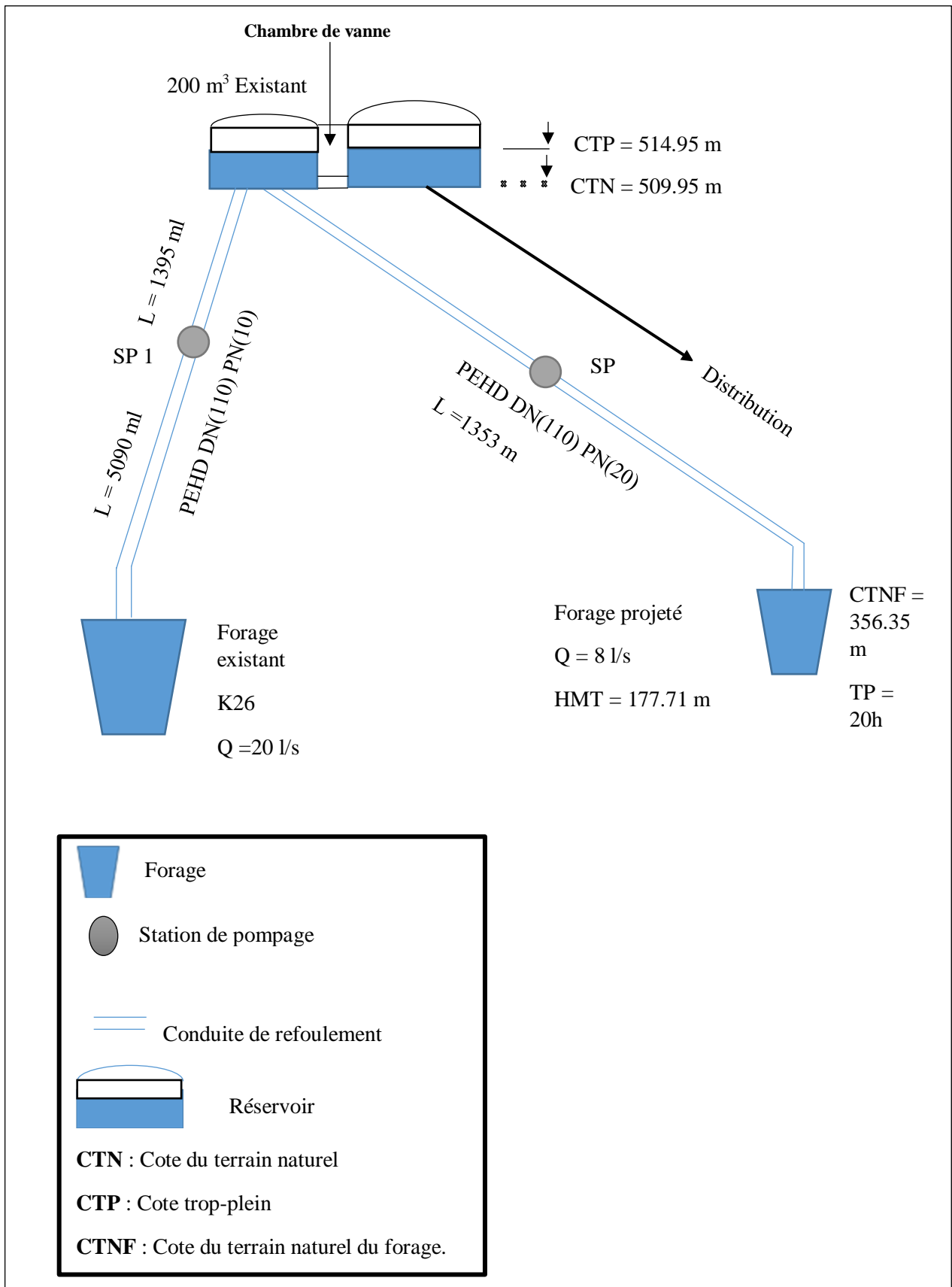


Figure (III.4) : schéma de l'adduction

### **III.16. Conclusion**

Afin d'obtenir un diamètre économique, on a calculé quelques paramètres, à savoir : la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, l'énergie consommée, les frais d'exploitation et les frais d'amortissement. D'après les résultats trouvés ci-dessus on constate que le diamètre économique est égale à 110 mm avec une vitesse raisonnable  $V = 0.84$  m/s et une HMT = 177.71 m.

---

---

CHAPITRE IV :

LES RÉSERVOIRS

---

---

## **IV.1. Introduction**

Les réservoirs d'eau sont des installations hydrauliques dont l'usage est de stocker temporairement l'eau potable en attendant sa distribution. Les réservoirs constituent un organe qui permet la régularité de la pression dans le réseau de distribution, ils assurent aussi aux heures de pointe les débits maximums demandés. Dans la conception d'un réservoir d'eau potable il est nécessaire d'assurer la stabilité et la durabilité de l'installation ainsi que la qualité de l'eau traitée. Ce chapitre s'intéresse à la détermination de la capacité du réservoir de stockage pour l'agglomération concernée.

## **IV.2. Les rôles des réservoirs d'eau [3]**

- Restituer l'eau au moment des heures de pointes (la consommation devient supérieure à la production) ;
- Jouent le rôle d'une réserve d'eau en cas d'incendie ;
- Régularité dans le fonctionnement du pompage ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Régularité de la pression dans le réseau de distribution ;
- Réservoir tampon (relais) entre l'adduction et la distribution.

## **IV.3. Emplacement des réservoirs**

Le choix de l'emplacement du réservoir figure parmi les problématiques aux quelles un ingénieur est confronté. Ce choix doit être effectué tout en respectant des considérations techniques et économiques à savoir **[6]** :

- Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent (afin d'assurer une adduction gravitaire) ;
- La côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximal exigée dans le réseau de distribution (pour satisfaire les besoins u dernier abonné) ;
- Le réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (afin d'assurer l'alimentation des points les plus défavorable) ;
- L'implantation des réservoirs doit se faire de préférence à l'extrémité du réseau soit à proximité de l'important centre de la consommation ;

- Il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité. Ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau (pour raison économique si c'est possible) ;
- Il doit être construit sur un terrain bien solide.

#### **IV.4. Classification des réservoirs**

##### **IV.4.1. Selon la nature du matériau, on distingue trois types**

- Réservoir métallique ;
- Réservoir en béton (armé, ordinaire ou précontraint) ;
- Réservoir en maçonnerie.

##### **IV.4.2. Selon la situation des lieux**

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol, on distingue trois types de réservoirs :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;

Le réservoir enterré ou semi-enterré (réservoir au sol) : Ils sont implantés dans les zones hautes afin d'assurer un écoulement gravitaire. Dans ce type de réservoirs le radier est placé au contact du sol sur un béton maigre.

- Surélevés, sur tour (château d'eau) : Ils assurent la distribution d'eau dans les agglomérations de manière gravitaire. Ils sont constitués d'une cuve montée sur un tour ou sur des piliers (poteaux).

##### **IV.4.3. Selon la forme géométrique**

- Rectangulaire ;
- Circulaire ;
- Forme quelconque (sphérique, conique, etc.).

##### **IV.4.4. Selon la fonction de l'ouvrage**

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

## IV.5. Choix du type de réservoir

Dans notre cas on opte pour un réservoir semi-enterré circulaire vu le relief accidenté de la zone d'étude.

Le type du réservoir est choisi en fonction des avantages suivants [3] :

- Etude architecturale simplifiée et moins sujette à critiques ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée ;
- Economie sur les frais de construction. (Figure IV.1)

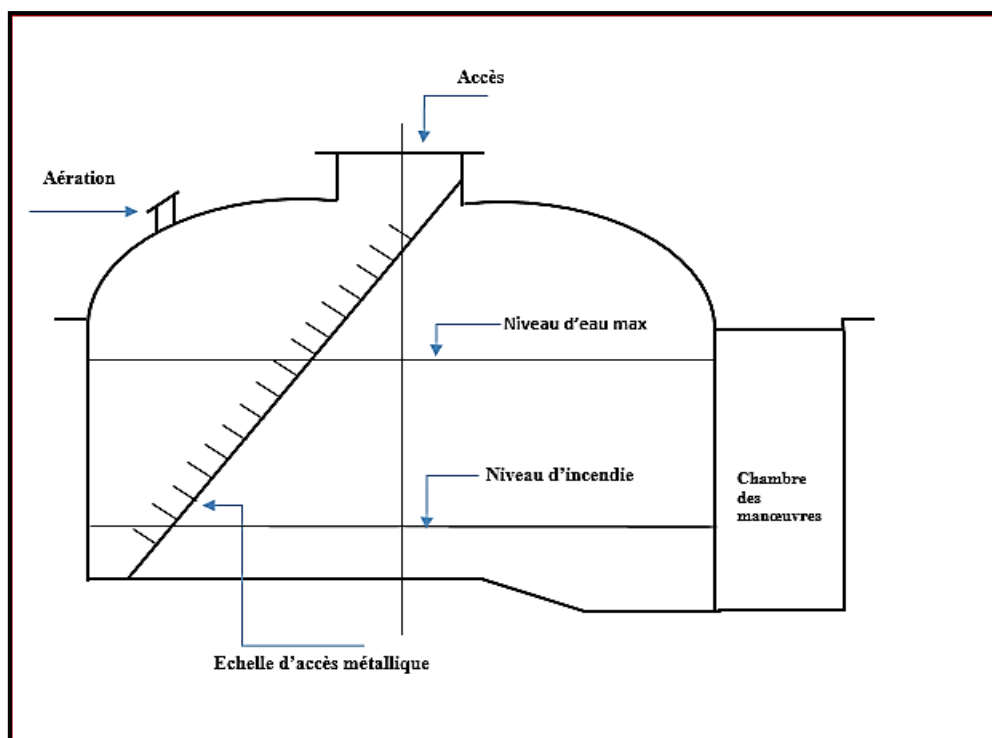


Figure (IV.1) : schéma du type du réservoir projeté

## IV.6. Equipements des réservoirs

### IV.6.1. La conduite d'adduction [3]

L'arrivée de l'eau peut être placée soit au fond du réservoir soit à la partie supérieure de celui-ci. L'adduction s'effectue soit par surverse, soit en chute libre, soit en prolongeant la conduite de tel façon que son extrémité soit toujours noyée. Les eaux souterraines sont caractérisées par un manque en oxygène dissous d'où l'arrivée en chute libre assure une oxygénation de l'eau. La conduite est munie d'un flotteur à son arrivée, afin d'arrêter la pompe. (Figure IV.2, IV.3)

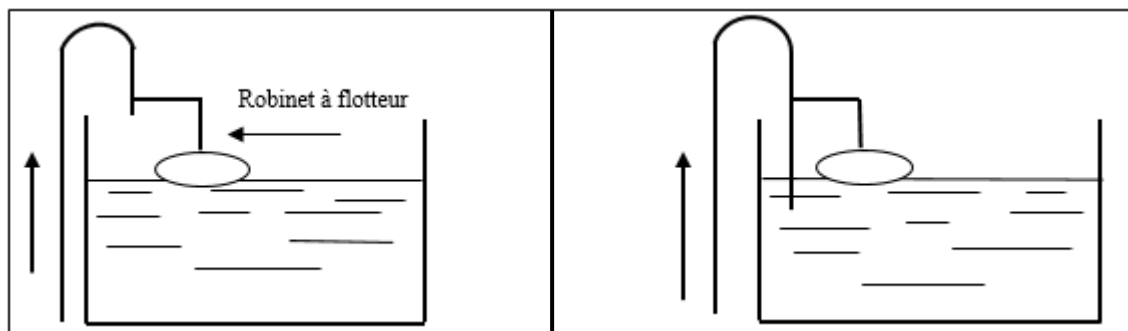


Figure (IV.2) : adduction avec chute libre

Figure (IV.3) : adduction noyée

### IV.6.2. La conduite de distribution [3]

Elle est destinée à conduire les eaux de distribution vers l'agglomération. Son orifice de départ d'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier pour éviter l'entraînement des dépôts (la décantation des boues ou des sables) dans la cuve. Il y'a lieu de réserver un minimum de 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau. (Figure IV.4)

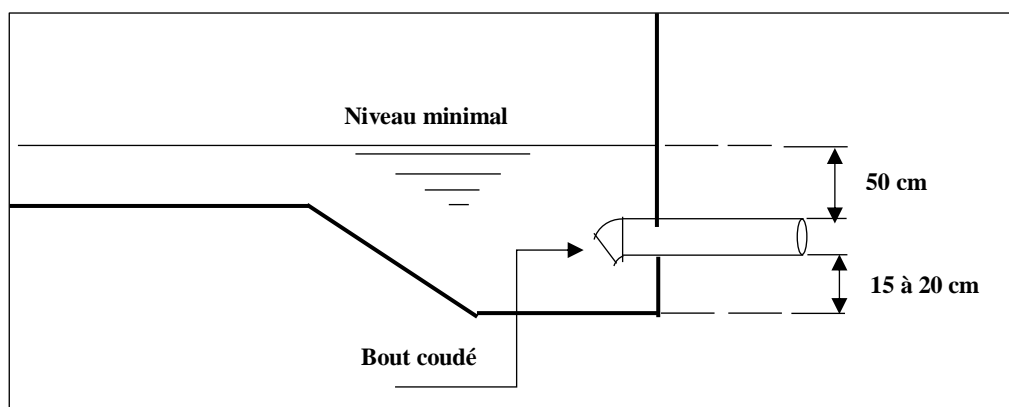


Figure (IV.4) : conduite de distribution

### IV.6.3. La conduite de trop-plein :

La conduite de trop-plein sert à évacuer le débit d'adduction à l'égout sans déversement du réservoir et cela en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes [7].

### IV.6.4. La conduite de vidange [3]

La conduite de vidange démarre du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle est munie d'un robinet-vanne. La vidange permet le nettoyage du réservoir ainsi l'inspection et la réparation en cas de besoin. (Figure IV.5)

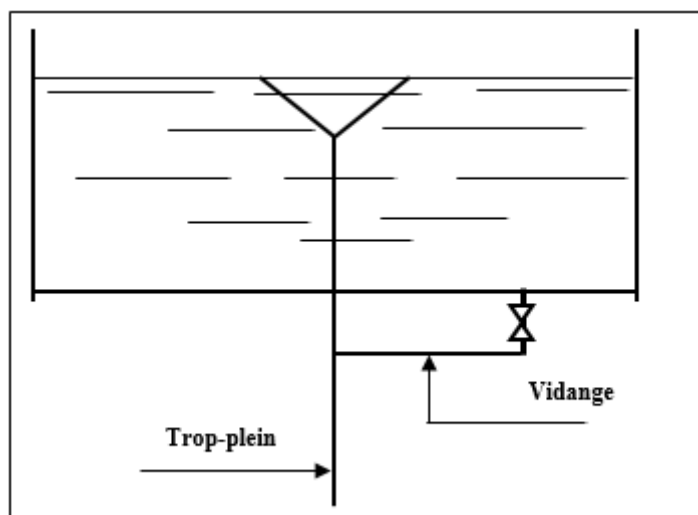


Figure (IV.5) : conduite de vidange

#### IV.6.5. Conduite by-pass [3]

Elle raccorde la conduite d'adduction à celle de distribution. Ce raccord assure la distribution en cas d'indisponibilité (cas de nettoyage ou de réparation du réservoir).

En marche normale : les vannes 1 et 3 sont ouvertes et la vanne 2 est fermée ;

En By-pass : les vannes 1 et 3 sont fermées et la vanne 2 est ouverte. (Figure IV.6)

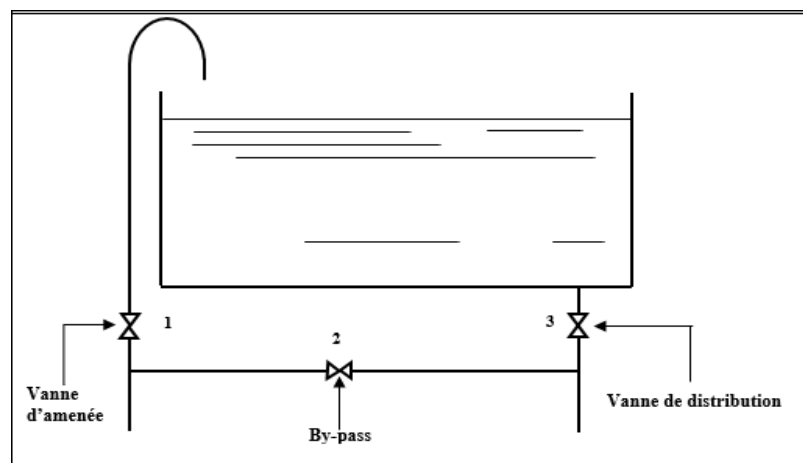


Figure (IV.6) : conduite de by-pass

#### IV.7. Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie est destinée à répondre aux besoins en eau d'une agglomération en cas d'extrême urgence (cas d'incendie). Pour éviter le passage de la réserve d'incendie dans la distribution dans le cas normal et pour la rendre accessible en cas de nécessité des dispositions



sont mis en place comme le montre la figure (IV.7) et (IV.8). On distingue deux types de disposition :

**IV.7.1. Système à deux prises**

- En temps normal : La vanne 2 est ouverte et la vanne 1 est fermée ;
- En cas d'incendie : La vanne 1 est ouverte et la vanne 2 est fermée.

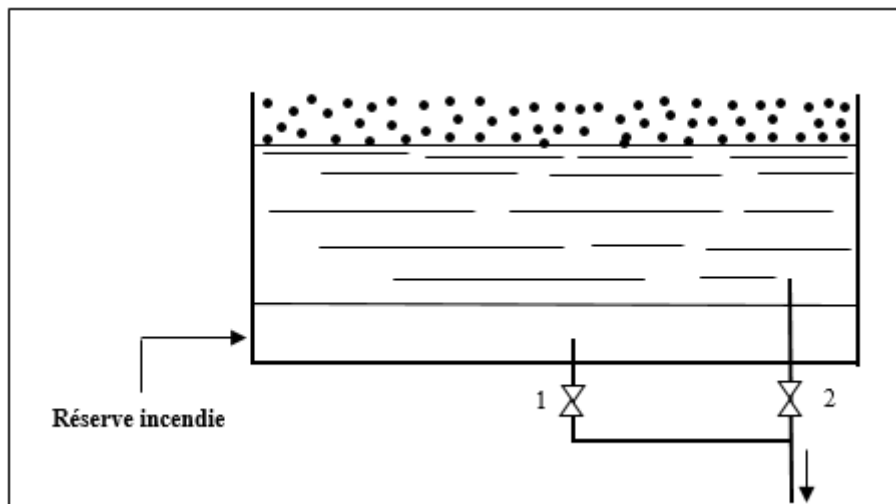


Figure (IV.7) : système à deux prises

**IV.7.2. Système à siphon et évent**

- En cas normal : Les vannes 1 et 3 sont ouvertes et la vanne 2 est fermée
- En cas d'incendie : La vanne 2 est ouverte

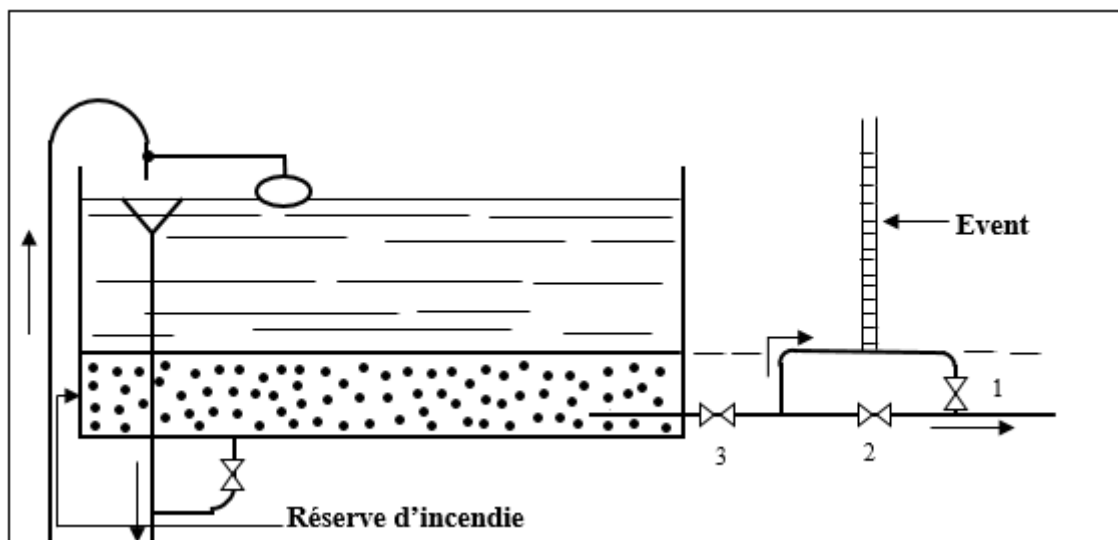


Figure (IV.8) : système à siphon et évent

## IV.8. Vérification de la capacité du réservoir à l'horizon 2052

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations du débit entrant et sortant, c'est à dire d'une part du mode d'exploitation (adduction) et d'autre part de la variabilité de la demande (consommation journalière de l'agglomération) [7].

Pour les réservoirs de distribution on ajoute la réserve d'incendie et qui estimée à 120 m<sup>3</sup>.

Le calcul de la capacité du réservoir se fait par deux méthodes :

- ✓ Méthode analytique ;
- ✓ Méthode graphique.

### IV.8.1. Méthode analytique :

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

$$V_T = V_u + V_{inc} = \frac{P_{max} (\%) \times Q_{max j}}{100} + V_{inc} \quad (IV.1)$$

Avec :

- **V<sub>T</sub>** : Volume total du réservoir en (m<sup>3</sup>) ;
- **V<sub>u</sub>** : Volume utile en (m<sup>3</sup>) maximal de stockage pour la consommation ;
- **Q<sub>max j</sub>** : Consommation maximale journalière en (m<sup>3</sup> /j) ;
- **V<sub>inc</sub>** : Volume de la réserve d'incendie (120m<sup>3</sup>) ;
- **P<sub>max</sub>** : Résidu maximal dans le réservoir en (%).

### ◆ Détermination de la valeur de P

Dans le chapitre 2 nous avons déterminé la valeur du coefficient de variation  $K_{max h}$ . Puis nous avons fait la répartition de la consommation maximale journalière sur 24h à l'aide du tableau de la distribution du débit (**Annexe 02**).

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

Avec :

- **R<sup>+</sup><sub>max</sub>** : Valeur maximale dans le réservoir en (%) ;
- **R<sup>-</sup><sub>min</sub>** : Valeur minimale dans le réservoir en (%).

## IV.9. Calcul de la capacité du réservoir

### IV.9.1. Méthode analytique

Ce réservoir assure la distribution vers le village de Beni Maazouz pour un pompage d'une durée de 20 heures. Le nombre d'habitants de l'agglomération est de **4975** habitants et la consommation journalière est de **1160.064 m<sup>3</sup>/j**. Tableau (IV.1)

**Tableau (IV.1) : détermination de la capacité du réservoir.**

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

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

D'après les résultats on a :  $P_{\max} (\%) = 26.15 \%$

$$V_T = \frac{26.15 \times 1160.064}{100} + 120 = 423.35 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir est normalisé à :  $V_T = 500 \text{ m}^3$

D'après les résultats trouvés le volume de stockage de (423.35 m<sup>3</sup>). Ce qui veut dire que dans notre zone d'étude (village de Beni Maazouz) il existe un réservoir de capacité de 200 m<sup>3</sup> avec une hauteur de 5 m. nous allons projeter un 2<sup>ème</sup> réservoir avec une capacité de 300 m<sup>3</sup> avec la même hauteur (5m).

#### • Section du réservoir

Elle est déterminée comme suite :

$$S = \frac{V}{H} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

- **S** : Section du réservoir en (m<sup>2</sup>) ;
- **V** : Volume du réservoir projeté en (m<sup>3</sup>) ;
- **H** : Hauteur d'eau dans le réservoir elle varie de 3 à 6. (On prend H = 5 m).

#### • Diamètre du réservoir

Il est déterminé par la formule suivante :

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

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 300}{3.14 \times 5}} = 8.74 \text{ m} \quad \text{on prend } D = 9 \text{ m}$$

#### • Hauteur de la réserve d'incendie Dans le réservoir

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times D^2} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

- **H<sub>inc</sub>** : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir en (m) ;
- **V<sub>inc</sub>** : Volume de la réserve d'incendie prise à 120 m<sup>3</sup> ;
- **D** : Diamètre du réservoir en (m).

$$H_{inc} = \frac{4 \times 120}{3.14 \times 92} = 1.9 \text{ m}$$

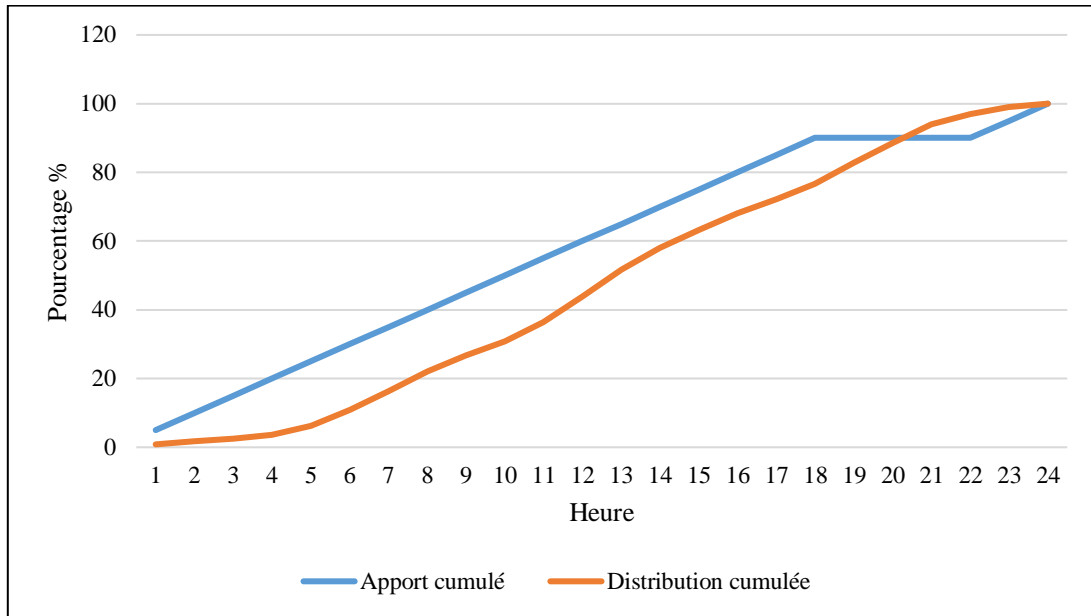
**IV.9.2. Méthode graphique** : Le tableau (IV.2) représente les calculs du résidu maximal dans le réservoir de distribution pour avoir sa capacité.

**Tableau (IV.2)** : détermination de la capacité du réservoir par la méthode graphique.

Heure	Apport %	Apport cumulé	Distribution	Distribution cumulée	Résidu
<b>0-1</b>	5	5	0.85	0.85	4.15
<b>1-2</b>	5	10	0.85	1.7	8.3
<b>2-3</b>	5	15	0.85	2.55	12.45
<b>3-4</b>	5	20	1	3.55	16.45
<b>4-5</b>	5	25	2.7	6.25	18.75
<b>5-6</b>	5	30	4.7	10.95	19.05
<b>6-7</b>	5	35	5.35	16.3	18.7
<b>7-8</b>	5	40	5.85	22.15	17.85
<b>8-9</b>	5	45	4.5	26.65	18.35
<b>9-10</b>	5	50	4.2	30.85	<b>19.15</b>
<b>10-11</b>	5	55	5.5	36.35	18.65
<b>11-12</b>	5	60	7.5	43.85	16.15
<b>12-13</b>	5	65	7.9	51.75	13.25
<b>13-14</b>	5	70	6.35	58.1	11.9
<b>14-15</b>	5	75	5.2	63.3	11.7
<b>15-16</b>	5	80	4.8	68.1	11.9
<b>16-17</b>	5	85	4	72.1	12.9
<b>17-18</b>	5	90	4.5	76.6	13.4
<b>18-19</b>	0	90	6.2	82.8	7.2
<b>19-20</b>	0	90	5.7	88.5	1.5
<b>20-21</b>	0	90	5.5	94	-4
<b>21-22</b>	0	90	3	97	<b>-7</b>

<b>22-23</b>	5	95	2	99	-4
<b>23-24</b>	5	100	1	100	0
<b>Total</b>	100	-	100	-	-

A partir du tableau (IV.2) nous avons pu tracer la courbe distribution cumulée et apport cumulé en fonction du temps. (Figure IV.9)



**Figure (IV.9) :** capacité du réservoir par la méthode graphique

D'après les résultats on a :  $P_{max} \% = 26.15 \%$

$$V_T = \frac{26.15 \times 1160.064}{100} + 120$$

$$V_T = 423.35 \text{ m}^3 \quad \text{et} \quad D = 9 \text{ m}$$

#### IV.10. Conclusion

Cette partie de l'étude nous a permis de vérifier la capacité du réservoir existant du village de Beni Maazouz  $V_T = 500 \text{ m}^3$  :  $V = 200 \text{ m}^3$  du réservoir existant et  $V = 300 \text{ m}^3$  du réservoir projeté. Cette capacité devrait assurer une alimentation en eau potable par refoulement pour les 30 prochaines années.

---

---

**CHAPITRE V :**

**RÉSEAU DE DISTRIBUTION**

**D'EAU**

---

---

## V.1. Introduction

Le réseau de distribution représente l'ensemble du circuit hydraulique qui permet de fournir l'eau aux consommateurs à chaque instant et à tous points de l'agglomération. Par conséquent les diamètres doivent être suffisants, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

## V.2. Classification des réseaux d'AEP [3]

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

- Les réseaux ramifiés,
- Les réseaux maillés,
- Les réseaux étagés,
- Les réseaux à alimentations distinctes ;
- Réseaux mixtes.

### a. Le réseau ramifié

La circulation de l'eau au niveau des conduites du réseau ramifié est à sens unique. Ce type de réseau présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval [3]. (Figure V.1)

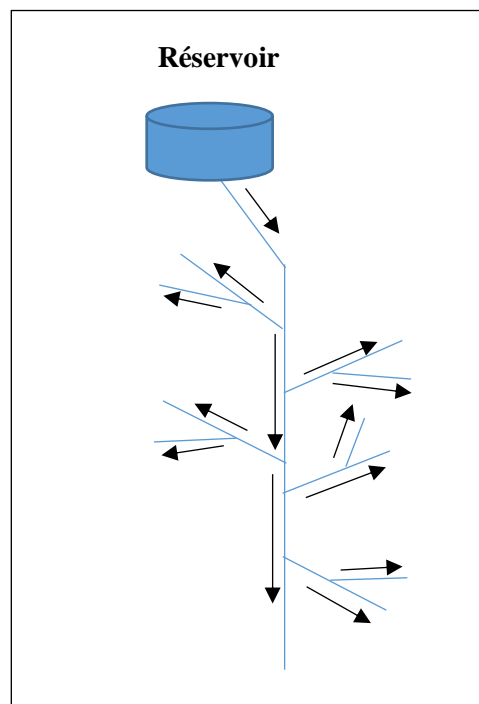


Figure (V.1) : réseau ramifié



### b. Le réseau maillé

Ce réseau permet une alimentation en retour au contraire du réseau ramifié. Une simple manœuvre de robinets permet l'isolement du tronçon accidenté et la poursuite de l'alimentation des abonnés en aval. Le réseau maillé est bien entendu, plus coûteux mais il doit être toujours préféré au réseau ramifié en raison de la sécurité qu'il procure [3]. (Figure V.2)

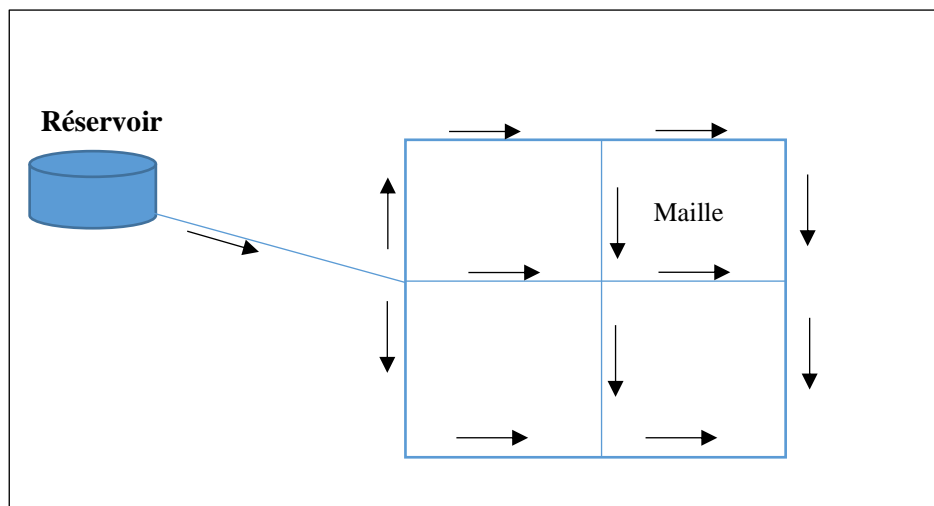


Figure (V.2) : réseau maillé

### c. Le réseau étagé

Il est caractérisé par des différences de niveau très importantes ce qui engendre de fortes pressions aux points les plus bas lors de la distribution. Dans ce type de réseau la régularisation de la pression est assurée par l'installation d'un réservoir intermédiaire, qui s'alimente du premier réservoir.

### d. Le réseau à alimentation distincte

Il est composé de deux types de réseaux, l'un pour la distribution de l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et l'autre, pour la distribution de l'eau non potable réservé aux usages industriels et aux lavage et arrosage des rues et plantations. Ce réseau ne se justifie que dans les installations entrainement importantes [3].

### e. Le réseau mixte

Un réseau mixte (maillé-ramifié) est constitué d'une partie ramifiée et d'une autre maillée.

Le réseau de distribution du village de Beni Maazouz est un réseau ramifié comportant une maille. (Figure V.3)

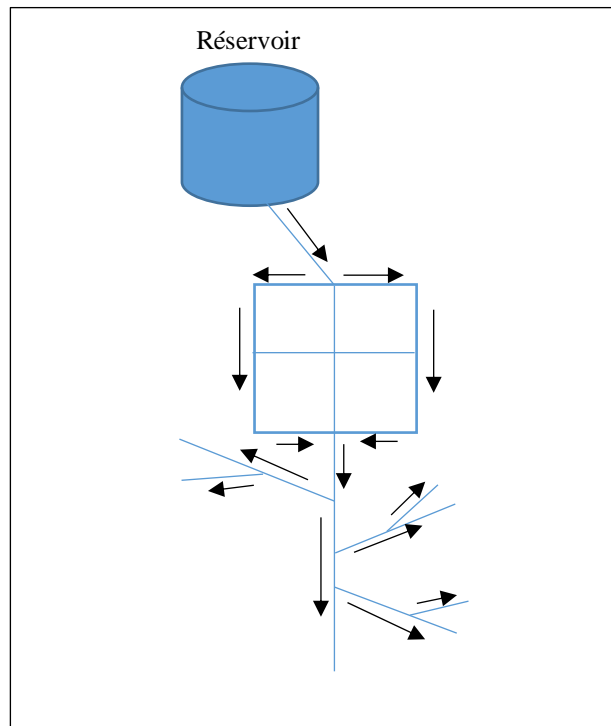


Figure (V.3) : réseau mixte

### V.3. Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants [8] :

- ✓ Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, de ravine,...etc.) ;
- ✓ Eviter les pentes trop fortes ;
- ✓ Eviter les zones rocheuses : Une tranchée devra être creusée ;
- ✓ Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes,...etc.) ;
- ✓ Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

### V.4. Choix du type du tuyau

Le choix du type du matériau utilisé dans la construction des conduites de distribution est basé sur certains critères à savoir :

- ✓ Le diamètre ;
- ✓ La pression de service supportée par le matériau ;
- ✓ La facilité de pose et de transport ;
- ✓ La durée de vie ;
- ✓ Le prix unitaire ;
- ✓ La disponibilité sur le marché.

Pour notre cas nous avons opté pour des conduites en PEHD PN16.

## V.5. Equipements et accessoires du réseau de distribution

**V.5.1. Les canalisations :** Les réseaux de distribution sont constitués de [9] :

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

### V.5.2. Organes accessoires

**a) Les robinets vannes :** Ils se trouvent à chaque nœud du réseau et permettent l'isolement des divers tronçons de canalisations lors des éventuelles interventions. Généralement la manœuvre des robinets s'effectue à partir du sol, au moyen d'une clé dite béquille. Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir [3].

**b) Bouches et poteau d'incendie :** Les bouches d'incendie et les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur des canalisations capables de fournir au point correspondant un débit minimal de 17 l/s avec une pression de 1 bar [3].

**c) Les clapets :** Ils sont destinés à assurer le passage de l'eau dans un certain sens (sens de l'écoulement prévu) et à l'arrêter dans le sens opposé [3].

**d) Les ventouses :** Elles sont placées au point le plus haut du réseau. Les ventouses ont pour rôle principal l'évacuation de l'air contenu dans les conduites. Le cas se présente lorsque la conduite étant vide, on procède à son remplissage. L'eau prend, petit à petit, la place de l'air qui se trouve chassé. Ces appareils doivent permettre, en outre, l'admission de l'air dans la conduite lorsque l'on procède à sa vidange [3].

**e) Robinet de vidange (décharge) :** Un décharge est un robinet placé aux points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange. Ce robinet, comme toute pièce de ce genre, sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie [3].

**f) Régulateurs de pression :** Ce sont des dispositifs des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange à l'intérieur d'un regard en maçonnerie [9].

### g) Pièces spéciales de raccord [10]

- ✓ **Les Tés :** Utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires aux canalisations secondaires.
- ✓ **Les coudes :** Utilisés en cas de changement de direction.

✓ **Les cônes de réduction** : Ce sont des organes de raccordement en cas de changement de diamètre.

## V.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau (dans notre cas le réseau est ramifié avec une maille) s'effectuent selon les étapes suivantes :

- 1- Déterminer la longueur de chaque tronçon ;
- 2- Déterminer les débits spécifiques en considérant les débits en route ;
- 3- On calcul les débits en route pendant l'heure de pointe ;
- 4 - Déterminer les débits supposés concentrer aux nœuds.

### V.6.1. Détermination des débits du réseau

#### V.6.1.1. Débit de pointe

Le débit de pointe représente le débit de dimensionnement du réseau de distribution, il représente la consommation d'eau maximale de l'heure la plus chargée de la journée. (Voir le tableau (II.12)).

$$Q_p = 81.2045 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 22.557/\text{s}$$

#### V.6.1.2. Débit de spécifique :

Ce débit est défini comme étant le volume d'eau transitant à travers un mètre de conduite pendant une seconde, il est déterminé par la formule suivante :

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

$$Q_{sp} = \frac{22.557}{10643.49} = 0.0021193236 \text{ l/s/m}$$

Avec :

- $Q_{sp}$  : Débit spécifique en (l/s/m) ;
- $Q_p$  : Débit de pointe de la zone en (l/s) ;
- $\sum Li$  : La somme des longueurs des tronçons du réseau en (m).

### V.6.1.3. Débit en route

Le débit en route est défini étant le débit repartis uniformément le long d'un tronçon du réseau. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i \quad (\text{V.2})$$

Avec :

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

### V.6.1.4. Débit aux nœuds

Le débit en chaque nœud est la moitié de la somme des débits en route autour du nœud en ajoutant les débits localisés (concentrés) en ce nœud. Ils sont calculés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 \times \sum Q_{ri} + \sum Q_c \quad (\text{V.3})$$

Avec :

- $Q_{ni}$  : Débit nodal des nœuds concernés en (l/s) ;
- $\sum Q_{ri}$  : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud(i) en (l/s) ;
- $\sum Q_c$  : Somme des débits concentrés au nœud (i) en (l/s).

## V.7. Description du réseau de distribution

Dans notre cas, on a choisi de faire la distribution pour le village de Beni Mazouz avec un débit maximum journalier  $Q_{maxj} = 1160.064 \text{ m}^3/\text{j}$ . Sa distribution se fera par refoulement, à partir d'un réservoir avec une capacité de  $500 \text{ m}^3$ . Le réseau de distribution du village de Beni Maazouz est ramifié avec une maille. (Figure V.4)

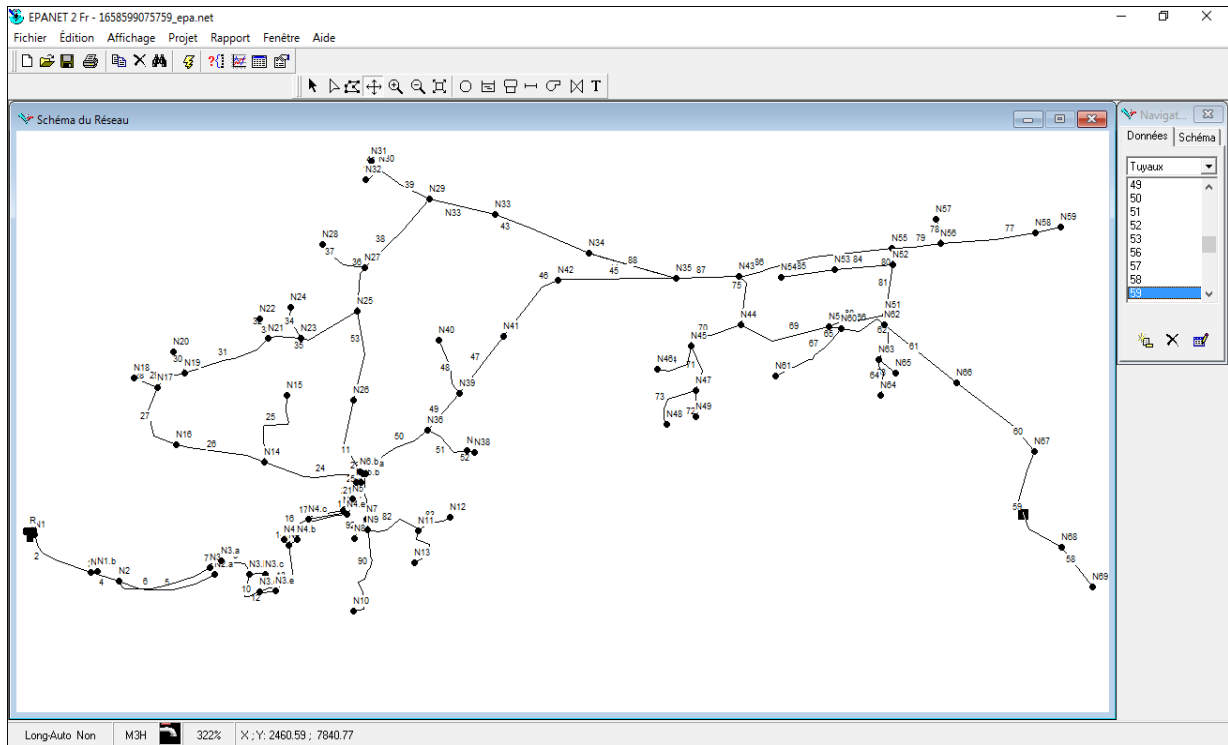


Figure (V.4) : schéma du réseau d'AEP sous EPANET, avec ID des nœuds

### V.8. Dimensionnement du réseau de distribution

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

$$\sum L = 10643.49 \text{ m.}$$

Tableau (V.1) : calcul des débits aux nœuds.

N° de nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Débit spécifique (l/s/m)	Débit en route (l/s)	$\sum q_r$ (l/s)	Débit de nœud (l/s)
1	R – N1	12.63		0.02676297	0.37786008	0.18893004
	N1– N1.a	165.69	0.002119	0.35109711		
2	N1.a–N1.b	15.54	0.002119	0.03292926	0.5293262	0.2646631
	N1– N1.a	165.69		0.35109711		
	N1.a– N2	68.57		0.14529983		
3	N1.a–N1.b	15.54	0.002119	0.03292926	-	0.01646463
4	N2– N2.a	239.1	0.002119	0.5066529	1.12415069	0.562075345
	N1.a– N2	68.57		0.14529983		
	N2– N3	222.84		0.47219796		
5	N2– N2.a	239.1	0.002119	0.5066529	-	0.25332645
6	N3– N3.a	31.25		0.06621875	0.7664423	0.38322115
	N2– N3	222.84	0.002119	0.47219796		
	N3– N3.b	107.61		0.22802559		

7	N3– N3.a	31.25	0.002119	0.06621875	-	0.033109375
8	N3.b–N3.d	84.21	0.002119	0.17844099	0.48349223	0.241746115
	N3.b–N3.c	36.35		0.07702565		
	N3– N3.b	107.61		0.22802559		
9	N3.b–N3.c	36.35	0.002119	0.07702565	-	0.038512825
10	N3.d–N3.e	38.77	0.002119	0.08215363	0.59889297	0.299446485
	N3.b–N3.d	84.21		0.17844099		
	N3.d– N4	159.65		0.33829835		
11	N3.d–N3.e	38.77	0.002119	0.08215363	-	0.041076815
12	N4– N4.a	18.53	0.002119	0.03926507	0.60741135	0.303705675
	N4– N4.b	26.48		0.05611112		
	N3.d– N4	159.65		0.33829835		
	N4– N4.c	81.99		0.17373681		
13	N4– N4.a	18.53	0.002119	0.03926507	-	0.019632535
14	N4– N4.b	26.48	0.002119	0.05611112	-	0.02805556
15	N4– N4.c	81.99	0.002119	0.17373681	0.81210062	0.40605031
	N4.c–N4.d	84.78		0.17964882		
	N4.c–N4.e	92.71		0.19645249		
	N4.c– N5	123.75		0.2622625		
16	N4.c–N4.d	84.78	0.002119	0.17964882	-	0.08982441
17	N4.c–N4.e	92.71	0.002119	0.19645249	-	0.098226245
18	N5– N5.b	44.74	0.002119	0.09480406	0.57168501	0.285842505
	N5– N5.a	40.14		0.08505666		
	N4.c– N5	123.75		0.2622625		
	N5– N6	61.16		0.12959804		
19	N5– N5.a	40.14	0.002119	0.08505666	-	0.04252833
20	N5– N5.b	44.74	0.002119	0.09480406	-	0.04740203
21	N6– N6.a	6.71	0.002119	0.01421849	0.15898893	0.079494465
	N5– N6	61.16		0.12959804		
	N6–N6.b	7.16		0.01517204		
22	N6.a–N7	103.53	0.002119	0.21938007	0.60609757	0.303048785
	N6– N6.a	6.71		0.01421849		
	N6.a–N36	175.79		0.37249901		
23	N7–N8	54.55	0.002119	0.11559145	0.38534015	0.192670075
	N7–N9	23.77		0.05036863		
	N6.a–N7	103.53		0.21938007		
24	N7–N8	54.55	0.002119	0.11559145	-	0.057795725

25	N7-N9 N9-N11 N9-N10	23.77 133.13 222.45	0.002119	0.05036863 0.28210247 0.47137155	0.80384265	0.401921325
26	N9-N10	222.45	0.002119	0.47137155	-	0.235685775
27	N11-N12 N11-N13 N9-N11	80.61 115.28 133.13	0.002119	0.17081259 0.24427832 0.28210247	0.69719338	0.34859669
28	N11-N12	80.61	0.002119	0.17081259	-	0.085406295
29	N11-N13	115.28	0.002119	0.24427832	-	0.12213916
30	N6.b-N14 N6-N6.b	229.67 7.16	0.002119	0.48667073 0.01517204	0.50184277	0.250921385
31	N14-N15 N6.b-N14 N14-N16	203.58 229.67 211.05	0.002119	0.43138602 0.48667073 0.44721495	1.3652717	0.68263585
32	N14-N15	203.58	0.002119	0.43138602	-	0.21569301
33	N16-N17 N14-N16	170.21 211.05	0.002119	0.36067499 0.44721495	0.80788994	0.40394497
34	N17-N18 N17-N19 N16-N17	59.79 76.05 170.21	0.002119	0.12669501 0.16114995 0.36067499	0.64851995	0.324259975
35	N17-N18	59.79	0.002119	0.12669501	-	0.063347505
36	N19-N20 N17-N19 N19-N21	55.78 76.05 213.2	0.002119	0.11819782 0.16114995 0.4517708	0.73111857	0.365559285
37	N19-N20	55.78	0.002119	0.11819782	-	0.05909891
38	N21-N22 N19-N21 N21-N23	47.56 213.2 76.03	0.002119	0.10077964 0.4517708 0.16110757	0.71365801	0.356829005
39	N21-N22	47.56	0.002119	0.10077964	-	0.05038982
40	N23-N24 N21-N23 N23-N25	78.15 76.03 149.4	0.002119	0.16559985 0.16110757 0.3165786	0.64328602	0.32164301
41	N23-N24	78.15	0.002119	0.16559985	-	0.082799925
42	N25-N27 N23-N25 N26-N25	101.43 149.4 203.4	0.002119	0.21493017 0.3165786 0.4310046	0.96251337	0.481256685
43	N26-N25 N6b-N26	203.4 174.09	0.002119	0.4310046 0.36889671	0.79990131	0.399950655
44	N25-N27 N27-N28 N27-N29	101.43 115.25 216.33	0.002119	0.21493017 0.24421475 0.45840327	0.91754819	0.458774095



45	N27–N28	115.25	0.002119	0.24421475	-	0.122107375
46	N29–N30	137.19	0.002119	0.29070561	1.07846505	0.539232525
	N27–N29	216.33		0.45840327		
	N29–N33	155.43		0.32935617		
47	N30–N31	24.59	0.002119	0.05210621	0.42564353	0.212821765
	N30–N32	39.09		0.08283171		
	N29–N30	137.19		0.29070561		
48	N30–N31	24.59	0.002119	0.05210621	-	0.026053105
49	N30–N32	39.09	0.002119	0.08283171	-	0.041415855
50	N29–N33	155.43	0.002119	0.32935617	0.82876209	0.414381045
	N33–N34	235.68		0.49940592		
51	N33–N34	235.68	0.002119	0.49940592	0.94581565	0.472907825
	N34–N35	210.67		0.44640973		
52	N36–N37	111.04	0.002119	0.23529376	0.48480601	0.242403005
	N6.a–N36	175.79		0.01421849		
	N36–N39	111.04		0.23529376		
53	N37–N38	18.64	0.002119	0.03949816	0.27479192	0.13739596
	N36–N37	111.04		0.23529376		
54	N37–N38	18.64	0.002119	0.03949816	-	0.01974908
55	N39–N40	132.01	0.002119	0.27972919	0.86270847	0.431354235
	N36–N39	111.04		0.23529376		
	N39–N41	164.08		0.34768552		
56	N39–N40	132.01	0.002119	0.27972919	-	0.139864595
57	N41–N42	194.04	0.002119	0.41117076	0.75885628	0.37942814
	N39–N41	164.08		0.34768552		
58	N42–N35	264.93	0.002119	0.56138667	0.97255743	0.486278715
	N41–N42	194.09		0.41117076		
59	N34–N35	210.67	0.002119	0.44640973	1.31621685	0.658108425
	N42–N35	264.93		0.56138667		
	N35–N43	145.55		0.30842045		
60	N43–N44	114.68	0.002119	0.24300692	1.32068794	0.66034397
	N35–N43	145.55		0.30842045		
	N43–N55	363.03		0.76926057		
61	N43–N44	114.68	0.002119	0.24300692	0.99035703	0.495178515
	N44–N45	137.55		0.29146845		
	N44–N50	215.14		0.45588166		
62	N45–N46	110.99	0.002119	0.23518781	0.75565659	0.377828295
	N45–N47	108.07		0.22900033		
	N44–N45	137.55		0.29146845		
63	N45–N46	110.99	0.002119	0.23518781	-	0.117593905

64	N47-N49 N47-N48 N45-N47	62.39 131.73 108.07	0.002119	0.13220441 0.27913587 0.22900033	0.64034061	0.320170305
65	N47-N48	131.73	0.002119	0.27913587	-	0.139567935
66	N47-N49	62.39	0.002119	0.13220441	-	0.066102205
67	N51-N50 N44-N50 N50-N60	134.53 215.14 30.27	0.002119	0.28506907 0.45588166 0.06414213	0.80509286	0.40254643
68	N60-N61 N50-N60 N60-N62	192.67 30.27 111.25	0.002119	0.40826773 0.06414213 0.23573875	0.70814861	0.354074305
69	N60-N61	192.67	0.002119	0.40826773	-	0.204133865
70	N62-N63 N60-N62 N62-N66	85.21 111.25 211.59	0.002119	0.18055999 0.23573875 0.44835921	0.86465795	0.432328975
71	N63-N65 N63-N64 N62-N63	52.11 83.7 85.21	0.002119	0.11042109 0.1773603 0.18055999	0.46834138	0.23417069
72	N63-N64	83.7	0.002119	0.1773603	-	0.08868015
73	N63-N65	52.11	0.002119	0.11042109	-	0.055210545
74	N62-N66 N66-N67	211.59 241.56	0.002119	0.44835921 0.51186564	0.96022485	0.480112425
75	N67-N68 N66-N67	268.42 241.56	0.002119	0.56878198 0.51186564	1.08064762	0.54032381
76	N68-N69 N67-N68	114.06 268.42	0.002119	0.24169314 0.56878198	0.81047512	0.40523756
77	N68-N69	114.06	0.002119	0.24169314	-	0.12084657
78	N55-N56 N55-N52 N43-N55	115.28 36.12 363.03	0.002119	0.24427832 0.07653828 0.76926057	1.09007717	0.545038585
79	N52-N51 N51-N50	116.4 134.53	0.002119	0.2466516 0.28506907	0.53172067	0.265860335
80	N52-N53 N55-N52 N52-N51	136.96 36.12 116.4	0.002119	0.29021824 0.07653828 0.2466516	0.61340812	0.30670406
81	N52-N53 N53-N54	136.96 126.53	0.002119	0.29021824 0.26811707	0.55833531	0.279167655
82	N53-N54	126.53	0.002119	0.26811707	-	0.134058535
83	N56-N57 N55-N56 N56-N58	58.92 115.28 219.87	0.002119	0.12485148 0.24427832 0.46590453	0.83503433	0.417517165
84	N56-N57	58.92	0.002119	0.12485148	-	0.06242574

85	N58–N59 N56–N58	60.04 219.87	0.002119	0.12722476 0.46590453	0.59312929	0.296564645
86	N58–N59	60.04	0.002119	0.12722476	-	0.06361238

## V.9. Modélisation et simulation du réseau (Apport informatique)

Suite à l'avancement qu'ont connu les mathématiques appliquées et l'informatique en parallèle plusieurs logiciels ont été développés afin de subvenir aux demandes des ingénieurs et des concepteurs dans le domaine de l'hydraulique. Grâce à ses algorithmes avancés ces logiciels sont capables de faire des simulations et des calculs fastidieux en très peu de temps. Nous en citons les plus connus : WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU et celui que nous allons utiliser : EPANET.

### V.9.1 Présentation du logiciel EPANET [11]

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcul le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimique dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes.

L'EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. EPANET offre une aide à la recherche de stratégies alternative pour gérer le réseau, comme par exemple :

- L'utilisation en alternance des différentes ressources du système ;
- Modifier le régime de pompage ;
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations etc.

Disponible sous Windows, EPANET fournit un environnement intégré pour :

- L'Édition de données de réseau ;
- L'exécution de simulation hydraulique et de simulation qualité ;
- L'affichage des résultats sous plusieurs formats.

### V.9.2. Les étapes de l'utilisation d'EPANET [11]

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

1. Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistré dans un fichier ;
2. Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
3. Décrire le fonctionnement système ;
4. Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
5. Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
6. Visualiser les résultats d'une simulation sous plusieurs format (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques).

L'environnement de travail de base d'EPANET est affiché dans la figure ci-dessous. Les éléments d'interface sont : une Barre de Menu, deux Barres d'Outils, une Barre d'Etat, une fenêtre du Schéma du Réseau, une fenêtre de Navigateur et une fenêtre d'Editeur des Propriétés.

La description de chacun de ces éléments est réalisée dans la Figure (V.5) :

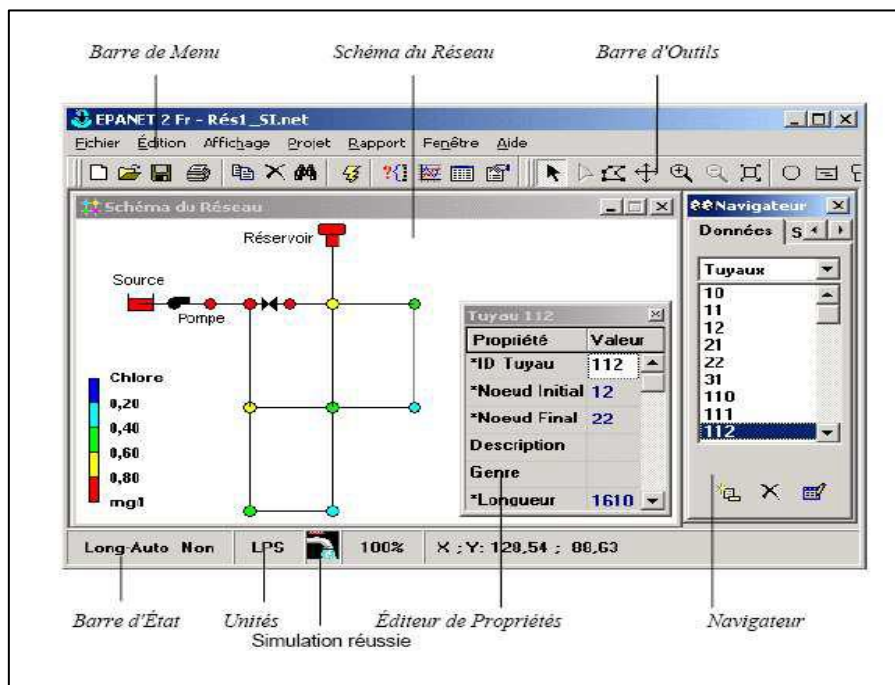


Figure (V.5) : environnement de travail sur l'EPANET

### V.9.3. Modélisation du réseau [11]

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds, les arcs représentent de tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent les nœuds de demande, les réservoirs et les bâches. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes :

- La taille du réseau étudié est illimitée ;
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de change singulières aux coudes, aux téés, etc. ;
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable ;
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût ;
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôles de pression ou débit, les vannes d'arrêt, etc. ;
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur) ;
- Il peut y avoir différentes catégories de demande aux nœuds.

Dans notre présent projet, la modélisation s'est portée en introduisant les différentes données du réseau :

#### V.9.3.1. Au niveau des nœuds

- ◆ L'altitude des nœuds par rapport à un plan de référence ;
- ◆ La demande en eau (débit nodal).

#### V.9.3.2. Au niveau des arcs

- ✓ Les nœuds initiaux et finals ;
- ✓ La longueur ;
- ✓ Le diamètre ;
- ✓ Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).

#### V.9.3.3. Au niveau des réservoirs

- ✓ L'altitude du radier ;
- ✓ Le diamètre ;
- ✓ Le niveau initial, minimal et maximal de l'eau.

## V.10. Résultat de la simulation

Après avoir introduit les différentes données du réseau (les débits, les altitudes de chaque nœud, la longueur et les diamètres de chaque arc « conduite », nous pouvons demander à l'EPANET d'effectuer la simulation du réseau dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0.5 m/s – 1.5 m/s) pour chaque conduite. Sachant que la pression aux nœuds ne dépasse pas 60 m.c.e (6 bars). Alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN 16.

### V.10.1. Etat du réseau après la simulation

L'état du réseau après la simulation est présenté dans tableau (V.2)

**Tableau (V.2) :** résultats de la simulation des arcs (conduites).

N de Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit LPS	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaire (m/km)	Facteur friction	Etat
Tuyau 1	12.63	200	22.14	0.70	2.16	0.017	Ouvert
Tuyau 2	165.69	200	21.95	0.70	2.13	0.017	Ouvert
Tuyau 3	15.54	16	0.02	0.08	1.03	0.051	Ouvert
Tuyau 4	68.57	200	21.67	0.69	2.08	0.017	Ouvert
Tuyau 5	239.1	50	0.25	0.13	0.60	0.036	Ouvert
Tuyau 6	222.84	200	20.85	0.66	1.94	0.017	Ouvert
Tuyau 7	31.25	16	0.03	0.16	2.53	0.030	Ouvert
Tuyau 8	107.61	200	20.44	0.65	1.87	0.017	Ouvert
Tuyau 9	36.35	16	0.04	0.19	3.75	0.033	Ouvert
Tuyau 12	38.77	16	0.04	0.23	7.00	0.038	Ouvert
Tuyau 13	159.65	200	19.82	0.63	1.77	0.017	Ouvert
Tuyau 14	18.53	16	0.02	0.09	1.23	0.043	Ouvert
Tuyau 15	26.48	16	0.03	0.14	1.84	0.030	Ouvert
Tuyau 16	81.99	200	19.47	0.62	1.71	0.018	Ouvert
Tuyau 17	84.78	16	0.09	0.44	22.00	0.035	Ouvert
Tuyau 18	92.71	16	0.10	0.49	25.99	0.034	Ouvert
Tuyau 19	123.75	200	18.88	0.60	1.62	0.018	Ouvert
Tuyau 20	40.14	16	0.04	0.21	5.10	0.037	Ouvert
Tuyau 21	44.74	16	0.05	0.23	7.05	0.041	Ouvert
Tuyau 22	61.16	200	18.50	0.59	1.56	0.018	Ouvert
Tuyau 23	7.16	125	4.90	0.40	1.38	0.021	Ouvert
Tuyau 24	229.67	90	3.10	0.49	2.94	0.022	Ouvert
Tuyau 25	203.58	16	0.22	1.07	103.30	0.028	Ouvert
Tuyau 26	211.05	75	2.20	0.50	3.83	0.023	Ouvert
Tuyau 27	170.21	75	1.80	0.41	2.68	0.024	Ouvert
Tuyau 28	59.79	16	0.06	0.31	12.15	0.039	Ouvert
Tuyau 29	76.05	63	1.41	0.45	4.60	0.028	Ouvert

<b>Tuyau 30</b>	55.78	16	0.06	0.29	10.86	0.040	Ouvert
<b>Tuyau 31</b>	213.2	63	0.99	0.32	2.13	0.026	Ouvert
<b>Tuyau 32</b>	47.56	16	0.05	0.25	8.15	0.041	Ouvert
<b>Tuyau 33</b>	76.03	63	0.58	0.19	8.84	0.030	Ouvert
<b>Tuyau 34</b>	78.15	16	0.08	0.41	19.10	0.036	Ouvert
<b>Tuyau 35</b>	149.4	63	0.18	0.06	0.10	0.039	Ouvert
<b>Tuyau 36</b>	101.43	110	4.68	0.49	2.34	0.021	Ouvert
<b>Tuyau 37</b>	115.25	16	0.12	0.61	38.06	0.032	Ouvert
<b>Tuyau 38</b>	216.33	90	4.10	0.64	4.85	0.021	Ouvert
<b>Tuyau 39</b>	137.19	16	0.28	1.39	164.49	0.027	Ouvert
<b>Tuyau 40</b>	39.04	16	0.04	0.20	4.73	0.036	Ouvert
<b>Tuyau 41</b>	24.59	16	0.03	0.13	1.68	0.032	Ouvert
<b>Tuyau 42</b>	155.43	90	3.28	0.52	3.26	0.022	Ouvert
<b>Tuyau 43</b>	235.68	75	2.87	0.65	6.15	0.022	Ouvert
<b>Tuyau 44</b>	210.67	75	0.13	0.03	0.02	0.029	Ouvert
<b>Tuyau 45</b>	264.93	90	-6.12	0.96	10.00	0.019	Ouvert
<b>Tuyau 46</b>	194.04	90	-6.61	1.04	11.49	0.019	Ouvert
<b>Tuyau 47</b>	164.08	110	-6.98	0.73	4.81	0.019	Ouvert
<b>Tuyau 48</b>	132.01	16	0.14	0.69	47.82	0.031	Ouvert
<b>Tuyau 49</b>	111.04	110	-7.55	0.79	5.55	0.019	Ouvert
<b>Tuyau 50</b>	175.79	125	-7.95	0.65	3.28	0.019	Ouvert
<b>Tuyau 51</b>	111.04	50	0.16	0.08	0.26	0.041	Ouvert
<b>Tuyau 52</b>	18.64	16	0.02	0.09	1.23	0.043	Ouvert
<b>Tuyau 53</b>	203.4	90	-4.98	0.78	6.90	0.020	Ouvert
<b>Tuyau 56</b>	100	200	-3.83	0.12	0.18	0.026	Ouvert
<b>Tuyau 57</b>	6.71	125	9.70	0.79	4.70	0.018	Ouvert
<b>Tuyau 58</b>	114.06	16	-0.12	0.60	36.98	0.033	Ouvert
<b>Tuyau 59</b>	268.42	50	-0.53	0.27	2.13	0.029	Ouvert
<b>Tuyau 60</b>	241.56	63	-1.07	0.34	2.44	0.026	Ouvert
<b>Tuyau 61</b>	211.59	63	-1.55	0.50	4.72	0.024	Ouvert
<b>Tuyau 62</b>	85.21	30	0.38	0.53	13.62	0.028	Ouvert
<b>Tuyau 63</b>	52.11	16	0.05	0.27	9.63	0.040	Ouvert
<b>Tuyau 64</b>	83.7	16	0.09	0.44	21.57	0.035	Ouvert
<b>Tuyau 65</b>	30.27	90	2.91	0.46	2.63	0.022	Ouvert
<b>Tuyau 66</b>	111.25	75	2.35	0.53	4.33	0.022	Ouvert
<b>Tuyau 67</b>	192.67	16	0.20	1.01	94.10	0.029	Ouvert
<b>Tuyau 68</b>	134.53	50	0.21	0.11	0.43	0.038	Ouvert
<b>Tuyau 69</b>	215.14	75	-3.11	0.70	7.10	0.021	Ouvert
<b>Tuyau 70</b>	137.55	63	1.02	0.33	2.26	0.026	Ouvert
<b>Tuyau 71</b>	108.07	50	0.52	0.27	2.13	0.029	Ouvert
<b>Tuyau 72</b>	62.39	16	0.07	0.33	13.15	0.038	Ouvert
<b>Tuyau 73</b>	131.73	16	0.14	0.69	47.82	0.031	Ouvert
<b>Tuyau 74</b>	110.99	16	0.12	0.58	35.38	0.033	Ouvert
<b>Tuyau 75</b>	114.68	90	4.62	0.73	6.02	0.020	Ouvert
<b>Tuyau 76</b>	60.04	16	-0.06	0.31	12.14	0.039	Ouvert
<b>Tuyau 77</b>	219.87	50	-0.36	0.18	1.10	0.032	Ouvert
<b>Tuyau 78</b>	58.62	16	0.06	0.31	11.82	0.039	Ouvert
<b>Tuyau 79</b>	115.28	63	-0.84	0.27	1.60	0.027	Ouvert



<b>Tuyau 80</b>	36.12	63	1.19	0.38	2.98	0.025	Ouvert
<b>Tuyau 81</b>	116.4	50	0.47	0.24	1.78	0.030	Ouvert
<b>Tuyau 84</b>	136.96	50	0.41	0.21	1.40	0.031	Ouvert
<b>Tuyau 85</b>	126.53	16	0.13	0.67	44.85	0.032	Ouvert
<b>Tuyau 86</b>	363.03	75	-2.58	0.58	5.08	0.022	Ouvert
<b>Tuyau 87</b>	145.55	125	-7.85	0.64	3.21	0.019	Ouvert
<b>Tuyau 88</b>	100	200	-2.26	0.07	0.04	0.029	Ouvert
<b>Tuyau 82</b>	133.13	82	0.56	0.11	0.22	0.033	Ouvert
<b>Tuyau 83</b>	80.61	16	0.09	0.42	20.32	0.036	Ouvert
<b>Tuyau 89</b>	115.28	16	0.12	0.61	38.06	0.032	Ouvert
<b>Tuyau 90</b>	222.45	50	0.23	0.12	0.53	0.036	Ouvert
<b>Tuyau 91</b>	23.77	63	0.19	0.38	2.98	0.025	Ouvert
<b>Tuyau 92</b>	54.55	16	0.06	0.28	10.24	0.040	Ouvert
<b>Tuyau 93</b>	103.53	63	1.44	0.46	4.17	0.024	Ouvert
<b>Tuyau 10</b>	84.3	200	20.16	0.64	1.82	0.017	Ouvert
<b>Tuyau 11</b>	174.09	90	5.38	0.85	7.92	0.020	Ouvert

**Remarque :**

Le système de distribution d'eau potable fonctionne sous une vitesse de 0.5 m/s à 1.5 m/s. Les résultats de la simulation (tableau (V.2)) ne vérifient pas cette condition.

**Recommandation :**

Pour les vitesses inférieures à 0.5 m/s l'installation d'une vanne de décharge est nécessaire afin d'éviter les dépôts des matières solide au niveau des conduites (assurer le nettoyage des conduites)

Les résultats de simulation aux nœuds sont présentés dans le tableau (V.3)

**Tableau (V.3) :** les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau.

Nœuds	Altitude (m)	Demande de base LPS	Charge (m)	Pression (m)
<b>N1</b>	510.62	0.188	518.92	8.30
<b>N1.a</b>	498.28	0.264	518.55	20.29
<b>N1.b</b>	499	0.016	518.43	19.55
<b>N2</b>	496.13	0.562	518.28	22.30
<b>N2.a</b>	476.6	0.253	518.00	41.68
<b>N3</b>	475.84	0.383	517.92	42.16
<b>N3.a</b>	473.28	0.033	517.79	44.64
<b>N3.b</b>	464.53	0.241	517.66	53.26
<b>N3.c</b>	457.66	0.038	517.64	60.00
<b>N3.d</b>	451.45	0.299	517.46	66.19
<b>N3.e</b>	446.19	0.041	517.36	71.27
<b>N4</b>	430.15	0.303	517.34	87.21
<b>N4.a</b>	430.08	0.019	517.31	87.26
<b>N4.b</b>	429.14	0.028	517.22	88.17
<b>N4.c</b>	429.63	0.406	515.35	87.59



<b>N4.d</b>	432.78	0.089	514.81	82.57
<b>N4.e</b>	430.56	0.098	517.02	84.25
<b>N5</b>	429.73	0.285	516.81	87.29
<b>N5.a</b>	429.36	0.042	516.70	87.45
<b>N5.b</b>	427.07	0.047	516.92	89.63
<b>N6</b>	427.6	0.79	516.89	89.32
<b>N6.a</b>	427.33	0.303	516.91	89.56
<b>N6.b</b>	427.42	0.250	516.24	89.49
<b>N14</b>	442.44	0.682	495.21	73.80
<b>N15</b>	436.55	0.215	515.43	58.66
<b>N16</b>	460.69	0.403	514.97	54.74
<b>N17</b>	463.99	0.324	514.25	50.98
<b>N18</b>	466.06	0.063	514.66	48.19
<b>N19</b>	456.34	0.365	514.06	58.32
<b>N20</b>	463.11	0.059	514.21	50.95
<b>N21</b>	438.02	0.356	513.82	76.19
<b>N22</b>	444.88	0.050	513.82	68.94
<b>N23</b>	430.27	0.321	514.15	83.88
<b>N24</b>	430.39	0.082	512.65	82.26
<b>N25</b>	422.13	0.481	514.13	92.00
<b>N26</b>	424.71	0.399	515.53	90.82
<b>N27</b>	422.91	0.458	513.89	90.98
<b>N28</b>	428.51	0.122	509.51	81.00
<b>N29</b>	421.79	0.539	512.84	91.05
<b>N30</b>	428.95	0.212	490.28	61.33
<b>N31</b>	431.78	0.026	490.23	58.45
<b>N32</b>	429.11	0.041	490.09	60.98
<b>N33</b>	417.95	0.414	511.48	93.53
<b>N34</b>	413.77	0.472	510.03	96.26
<b>N35</b>	412.31	0.658	510.03	97.72
<b>N36</b>	422.31	0.242	516.31	94.00
<b>N37</b>	420.69	0.137	516.28	95.59
<b>N38</b>	420.14	0.019	516.26	96.12
<b>N39</b>	421.25	0.431	515.70	94.45
<b>N40</b>	419.84	0.139	509.39	89.55
<b>N41</b>	418.81	0.379	514.91	96.10
<b>N42</b>	415.33	0.486	512.68	97.35
<b>N43</b>	410.77	0.660	509.56	98.79
<b>N44</b>	419.02	0.495	508.87	89.85
<b>N45</b>	438.19	0.377	508.56	70.37
<b>N46</b>	450.58	0.117	504.63	54.05
<b>N47</b>	452.62	0.320	508.33	55.71
<b>N48</b>	466.21	0.139	502.03	35.82
<b>N49</b>	463.57	0.066	507.51	43.94
<b>N50</b>	412.99	0.402	507.34	94.35
<b>N51</b>	406.77	0.265	507.40	100.63
<b>N60</b>	417.1	0.354	507.26	90.16
<b>N61</b>	442.62	0.204	489.13	46.51

<b>N62</b>	407.43	0.432	506.78	99.35
<b>N63</b>	415.89	0.234	505.62	89.73
<b>N64</b>	426.31	0.088	503.82	77.51
<b>N65</b>	417.55	0.055	505.12	87.57
<b>N66</b>	404.3	0.480	505.78	101.48
<b>N67</b>	403.14	0.540	505.19	102.05
<b>N68</b>	404.34	0.405	504.62	100.28
<b>N69</b>	404.29	0.120	500.41	96.12
<b>N55</b>	406.25	0.545	507.72	101.47
<b>N56</b>	405.29	0.417	507.53	102.24
<b>N52</b>	406.3	0.306	507.61	101.31
<b>N53</b>	407.53	0.279	507.42	99.89
<b>N54</b>	409.47	0.134	501.74	92.27
<b>N57</b>	405.2	0.062	506.84	101.64
<b>N58</b>	403.19	0.296	507.29	104.10
<b>N59</b>	402.82	0.063	506.56	103.74
<b>N7</b>	425.13	0.192	516.46	91.33
<b>N8</b>	425.19	0.057	515.90	90.71
<b>N9</b>	425.61	0.401	516.39	90.78
<b>N11</b>	426.61	0.348	516.36	89.75
<b>N12</b>	423.52	0.085	514.72	91.20
<b>N13</b>	441.08	0.122	511.97	70.89
<b>N10</b>	446.01	0.235	516.27	70.26
<b>R</b>	514.95	Sans valeur	518.95	4.00

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans la figure (V.6).

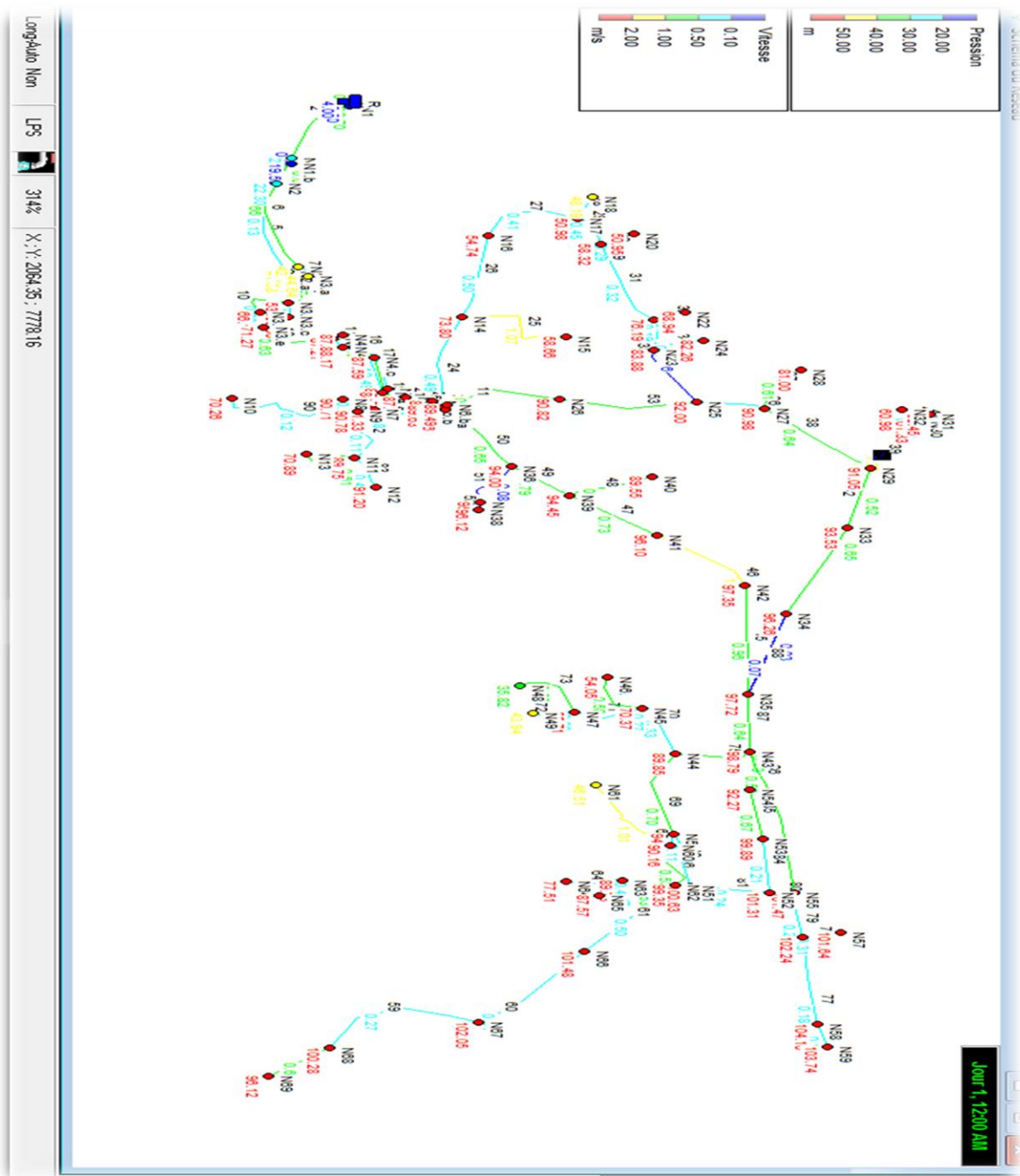


Figure (V.6) : réseau de distribution après simulation

**Recommandation :**

Eviter un piquage direct sur les conduites ayant une pression inférieure à 30 m.

## **V.11. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné le réseau de distribution en eau potable du village de Beni Maazouz. Afin de vérifier les paramètres hydrauliques de ce réseau (les vitesses dans les conduites et les pressions aux nœuds), nous avons effectué une simulation à l'aide du logiciel EPANET. D'après les résultats trouvés, on constate que les vitesses dans les conduites du réseau et les pressions aux nœuds sont acceptables.

---

---

CHAPITRE VI :

PROTECTION DES CONDUITES

PHÉNOMÈNE DU COUP DE BÉLIER

---

---

## VI.1. Introduction

Le dysfonctionnement des systèmes hydrauliques (alimentation en eau potable) causé par le phénomène du coup bélier est l'une des contraintes auxquelles les ingénieurs sont confrontés lors de l'exploitation.

Dans ce chapitre, nous allons vérifier la résistance à la variation de la pression causée par ce phénomène et envisager un anti-bélier si c'est nécessaire.

## VI.2. Définition de coup de bélier

Le coup de bélier résulte d'un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante et souvent rapide du débit à l'extrémité aval de celle-ci (la conduite). C'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants décalés (propagation par ondes), le coup de bélier est donc un phénomène oscillatoire caractérisé par l'apparition de surpressions (onde de pression positive) et /ou de dépressions (onde de pression négative) qui se propagent le long de la conduite [12].

Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs assez grandes, ce qui provoquera la rupture des conduites soit par éclatement soit par aplatissement [3].

## VI.3. Causes du phénomène [3]

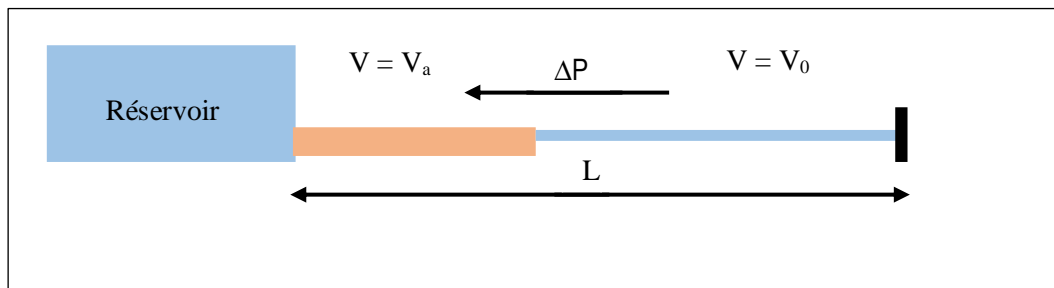
Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage brutal d'un groupe électropompes ;
- Ouverture ou fermeture brusque des vannes dans les conduites d'adduction gravitaire
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction.

## VI.4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier

L'analyse physique du coup de bélier sera faite pour le cas d'une fermeture brusque d'une vanne placée à l'aval d'une conduite d'adduction d'une longueur  $L$  et de diamètre  $D$ . La fermeture brusque de la vanne engendre l'annulation de la vitesse des particules liquides du fait que ces particules viennent buter contre cette vanne. Par conséquent, toute l'énergie cinétique de liquide se transforme en travail de déformation de la conduite (dilatation des parois) et du liquide (compressibilité du liquide). Les différentes phases de cette manœuvre brutale sont comme suit :

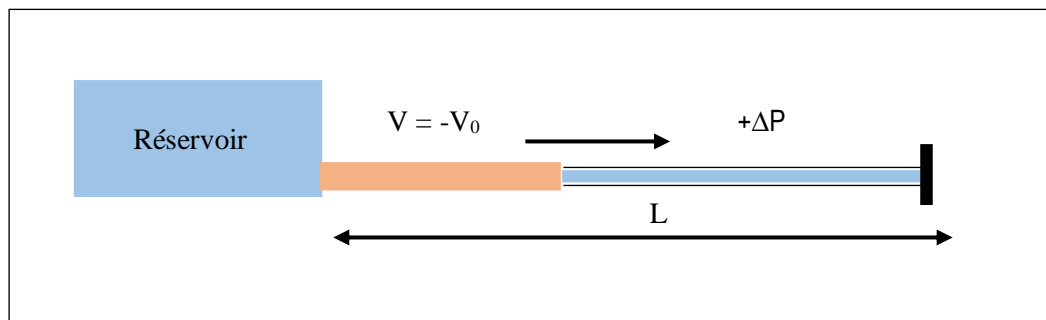
**1<sup>re</sup> phase :** L'onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse, ou célérité  $a$ . Le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est  $L/a$ . Au bout de ce temps, la conduite est en dépression sur toute sa longueur et l'eau est alors immobile [3]. (Figure VI.1)



Phase 1 :  $0 < t < L/a$

**Figure (VI.1) :** la première phase à l'instant ( $t = L/a$ )

**2<sup>e</sup> phase :** Lorsque l'onde atteint le réservoir, il y a réflexion avec changement de signe provoquant une onde de surpression qui repart vers le clapet. Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif et, cela, de proche en proche, en considérant les tranches successives à partir du réservoir. L'eau revient alors dans la conduite et, au bout d'un nouveau temps  $L/a$ , c'est-à-dire à  $2L/a$  [3]. (Figure VI.2)



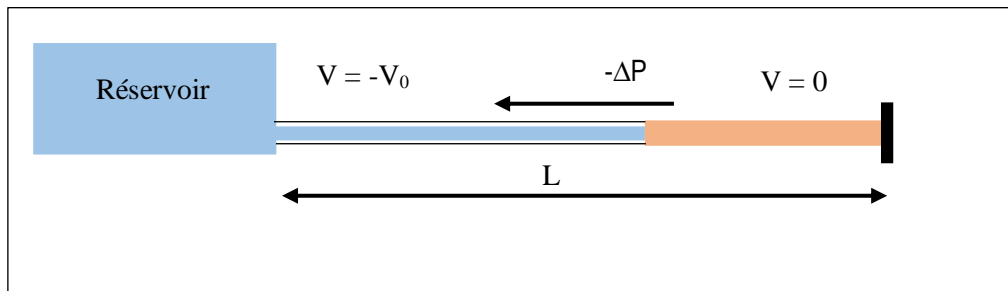
Phase 2 :  $L/a < t < 2L/a$

**Figure (VI.2) :** la deuxième phase à l'instant ( $t = 2L/a$ )

**3<sup>e</sup> phase :** En raison de cet arrêt, la 1<sup>re</sup> tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée, entraînant une dilatation de la conduite.

Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite, l'onde de pression gagnant de proche en proche, dans le sens pompe-réservoir, toute la

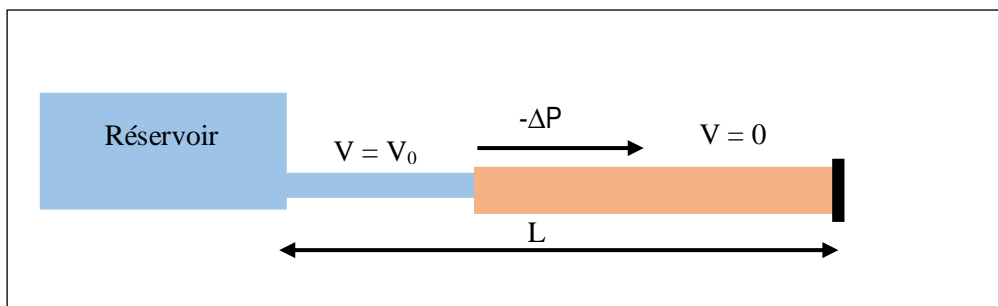
canalisation. Au bout d'un nouveau temps  $L/a$ , c'est-à-dire à  $3L/a$  depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée, immobile [3]. (Figure VI.3)



Phase 3 :  $2L/a < t < 3L/a$

**Figure (VI.3) :** la troisième phase à l'instant ( $t = 3L/a$ )

**4<sup>e</sup> phase :** Grâce à l'élasticité de la conduite, celle-ci, agissant à la manière d'un ressort, reprend, de proche en proche, à partir du réservoir et en allons vers la pompe, son diamètre primitif. Lorsque l'onde atteint le clapet à  $t = 4L/a$ , la conduite et écoulement deviennent identiques à ce qu'ils étaient à l'instant  $t = 0$  et les quatre phases se répète une nouvelle fois [3]. (Figure VI.4)



Phase 4 :  $3L/a < t < 4L/a$

**Figure (VI.4) :** la quatrième phase à l'instant ( $t = 4L/a$ )

## VI.5. Moyens de protection contre le coup de bélier

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets de coup de bélier, mais convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti-bélier devront donc avoir pour effet limitation de surpression et/ou de la dépression [3].

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants [4] :

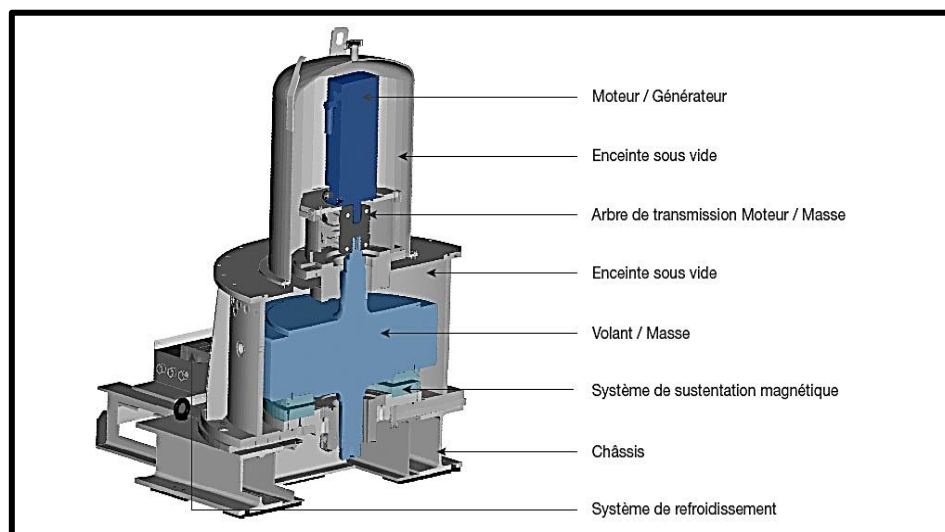
- Volant d'inertie ;
- Soupape de décharge ;



- Les ventouses ;
- Cheminée d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Vanne de fermeture lente.

### VI.5.1. Les volants d'inertie

Calé sur l'arbre du groupe, constitue un moyen assurant l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normal, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc, de diminuer l'intensité de coup de bélier [3]. (Figure VI.5)



**Figure (VI.5) : volants d'inertie**

### VI.5.2. Soupapes de décharge

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin qui en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale est libre, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement supérieure (5% environ) à la pression maximale de fonctionnement normal. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace et laisse passer l'eau évacué vers l'extérieur [3]. (Figure VI.6)

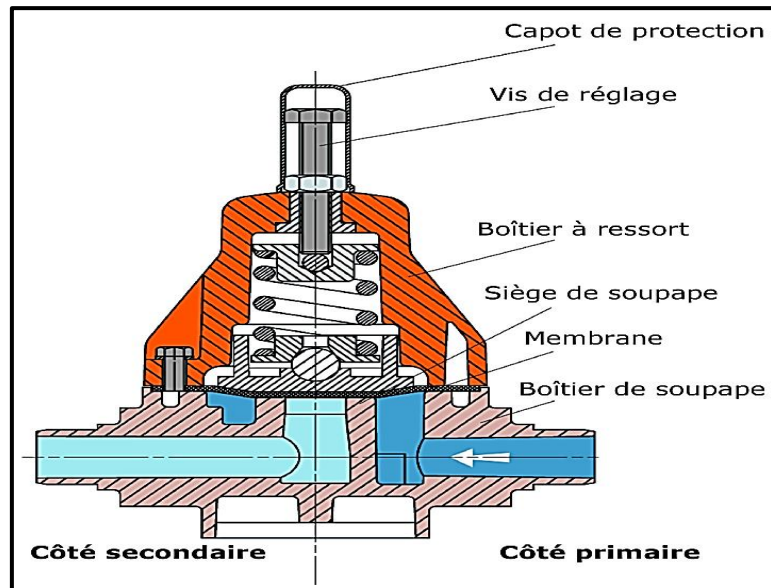


Figure (VI.6) : soupapes de décharge

### VI.5.3. Ventouses

Ventouses ou reniflard ont pour rôle principale évacuation de l'air continue dans les conduites, et permettre aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange.

### VI.5.4. Cheminée d'équilibre [12]

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et a axe vertical. Elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais malheureusement on arrive à des ouvrages de dimension assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes et grandes. Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation a la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une condition forcée dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier. La cheminée d'équilibre est aussi utilisée sur le tracé de refoulement qui porte des points hauts où peut survenir une cavitation en régime transitoire. (Figure VI.7)

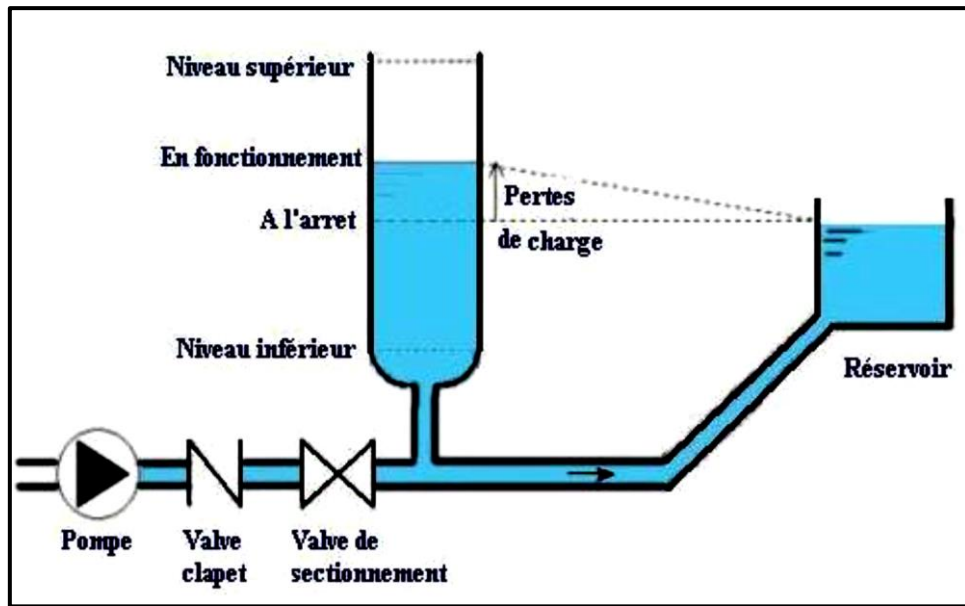


Figure (VI.7) : cheminée d'équilibre

VI.5.5. Les réservoirs d'air

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement, immédiatement à l'aval de clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air et, en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré. Ce dispositif est très simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions [3]. (Figure VI.8)

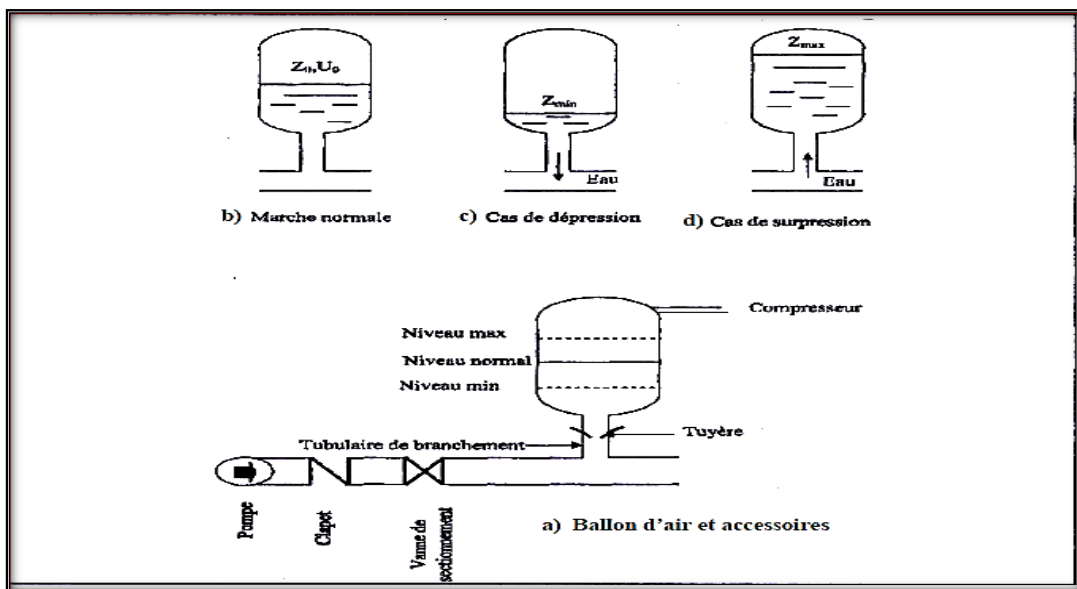


Figure (VI.8) : les réservoirs d'air [12].

## VI.2. Etude de coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression nominale (la pression de service).

### VI.2.1. Calcul de célérité de l'onde

La célérité est la vitesse de propagation des ondes. Elle est donnée par la formule d'ALLIEVI :

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

D'où :

- **a** : Célérité de l'onde en (m/s) ;
- **D** : Diamètre intérieur de la conduite en (mm) ;
- **e** : Epaisseur de la conduite en (mm) ;
- **K** : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation, K =83 pour le PEHD. (Tableau VI.1)

**Tableau (VI.1) : valeurs du coefficient K. [12]**

Matériau	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	PEHD	PEBD	Béton	Amiante de ciment	PVC
<b>K</b>	0.5	1	0.59	83	5000	5	4	33

#### VI.2.1.1. Cas de fermeture brusque

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

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

Avec :

- **L** : Longueur de lac conduite en (m) ;
- **a** : Célérité de l'onde en (m/s).

La valeur maximale du coup de bélier est :

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

Avec :

- **B** : La valeur du coup de bélier en (m) ;
- **a** : Célérité de l'onde en (m/s) ;
- **V** : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur en (m/s<sup>2</sup>).

• La valeur maximale de la pression-surpression :

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

• La valeur minimale de la pression-dépression :

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

Où :

- **H<sub>0</sub>** : Pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

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

Avec :

- **H<sub>g</sub>** : Hauteur géométrique de refoulement en (m) ;
- **10** : La pression atmosphérique.

### VI.2.1.2. Cas de fermeture lente

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

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

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

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

### VI.3. Valeur numérique du coup de bélier

#### VI.3.1. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les traçons : FP-R

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau (VI.2) :

**Tableau (VI.2) :** calcul des valeurs maximales du coup de bélier.

Add	Q (l/s)	D (mm)	L (m)	e (mm)	V (m/s)	H <sub>g</sub> (m)	a (m/s)	B (m)	Hmax (m)	Hmin (m)	PN
FP-R	8	110	1353	12.3	0.84	158.6	352.09	30.22	198.82	138.37	20

✓  $H_{\max} = 198.82 \text{ m} = 19.882 \text{ bars} < 20 \text{ bars}$

✓  $H_{\min} = 138.37 \text{ m} = 13.837 \text{ bars} < 20 \text{ bars}$ .

### VI.4. Conclusion

D'après les résultats obtenus, on remarque que la dépression est positive, donc elle ne cause pas des problèmes à la conduite ou à la pompe. La valeur de surpression est inférieure à la pression nominale PN20, donc le tronçon FP-R ne nécessite aucune protection contre le coup de bélier (inutile d'installer un anti-bélier).

---

---

**CHAPITRE VII : SYSTÈME  
D'INFORMATION GÉOGRAPHIQUE**

---

---

## VII.1. Introduction

Le concept des systèmes d'information géographique (SIG) a fait son apparition dans les années 1960-1970. La communauté universitaire a effectué le premier essai sur les SIG, un essai qui a abouti à des recherches importantes. Par la suite la recherche a été cadrée autour des thèmes scientifiques géographiques à savoir la visualisation des données et l'analyse spatiale. Des efforts qui ont porté leurs fruits par la naissance d'une évolution quantitative dans le monde des sciences géographiques et lancé les bases des SIG.

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

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

Le système d'information géographique est composé d'un matériel informatique, doté de logiciel permettant la capture, le traitement et le stockage de la donnée géographique [13].

### VII.2.2. Les composants du SIG

Un système d'information géographique est constitué de 4 composants majeurs [14] :

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

### VII.2.3. Fonctionnalité d'un SIG [14]

- 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 : saisir 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 sur la description quantitative et qualitative d'un espace.
  - Analyse spatiale géométrique qui se base sur la position de l'objet, sa forme, et les relations éventuelles entre ces objets. (Figure VII.1)



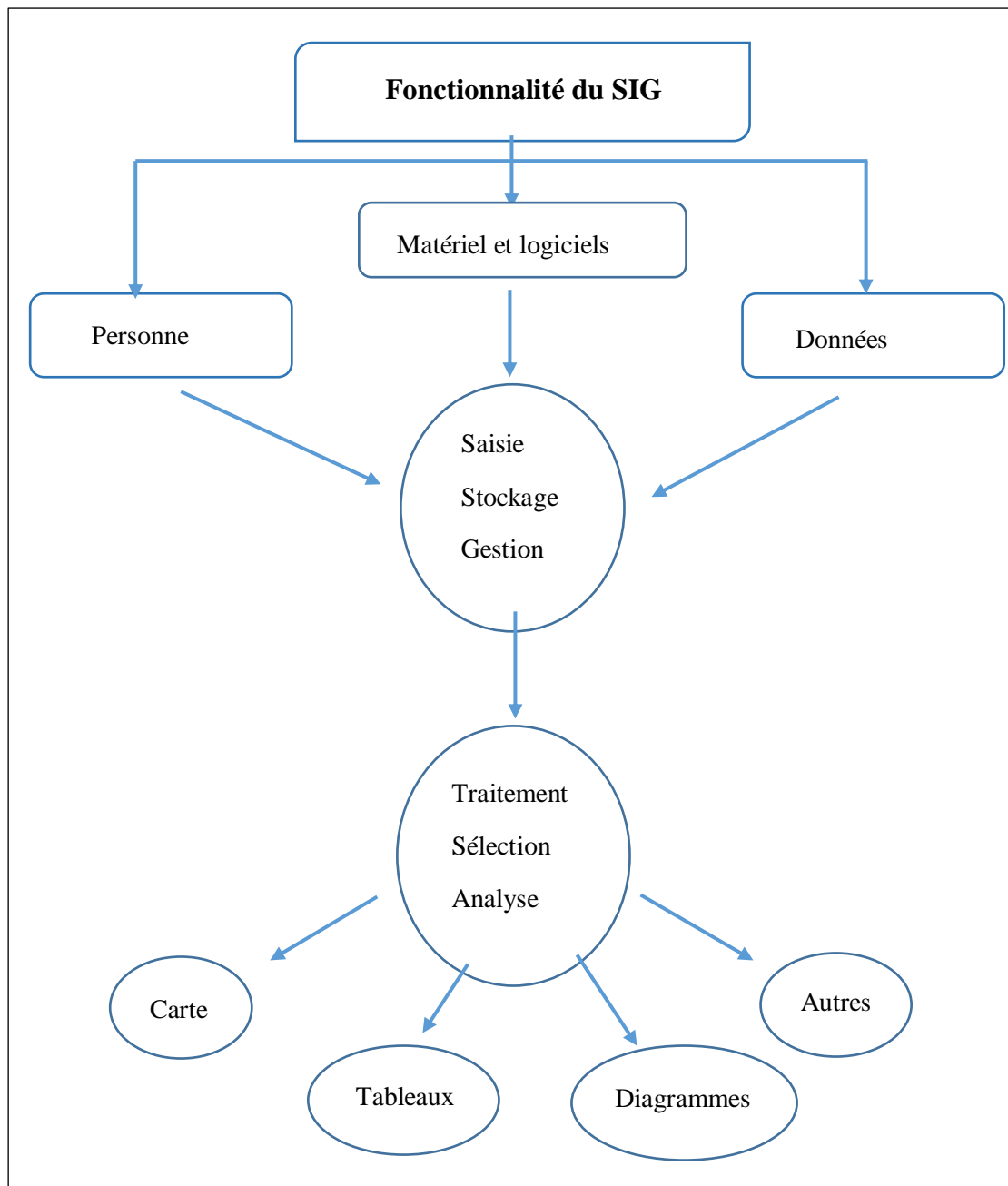


Figure (VII.1) : organigramme d'utilisation d'un SIG [15]

### 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 [15] :

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

Dans notre cas nous allons utiliser le logiciel MapInfo professionnel 8.0

### VII.3.1. Définition de MapInfo

Le MapInfo est un logiciel qui permet de réaliser des cartes en format numérique. MapInfo est conçu autour d'un moteur d'édition de cartes qui permet la superposition de couches numériques. Il permet de représenter à l'aide d'un système de couches des informations géolocalisées : points, polygones, image raster [16].

### VII.3.2. Création du système d'information géographique pour la région d'étude

Pour la création de notre SIG nous allons nous servir des photos satellites de Google Earth. Les photos doivent contenir les coordonnées des quatre points de la carte (les extrémités) afin de créer une seule carte bien précisée et représentative de la zone d'études.

Nous allons représenter la chaîne d'adduction et le réseau de distribution séparément pour garantir une bonne précision.

#### VII.3.2.1. Calage des cartes rasters

Après avoir extrait la carte de la localité de Beni Maazouz de Google Earth, nous allons procéder au calage d'image raster comme suit :

1. Lancer MapInfo ;
2. Aller dans 'ouvrir table' puis on choisit le type de fichier 'Raster Image' ;
3. On valide par ouvrir. L'image enregistrée va apparaître ;
4. Une nouvelle boîte s'affiche et nous propose affichage ou calage de la carte ;
5. Dès qu'on procède à la validation de la touche calage, une nouvelle fenêtre apparaît avec carte sélectionnée ;
6. On valide la projection :  
    << Longitude/ Latitude (Projection V6.0 et Ulérieur) >>  
    << Longitude/ Latitude (North Sahara 1959) >>
7. On introduit les coordonnées des points de calage ;
8. On procède à la vérification de la résolution numérique :  
    << Erreurs en pixel >> qui devrait être inférieur à 3 pixel (< 3).
9. Affichage de la carte calée.

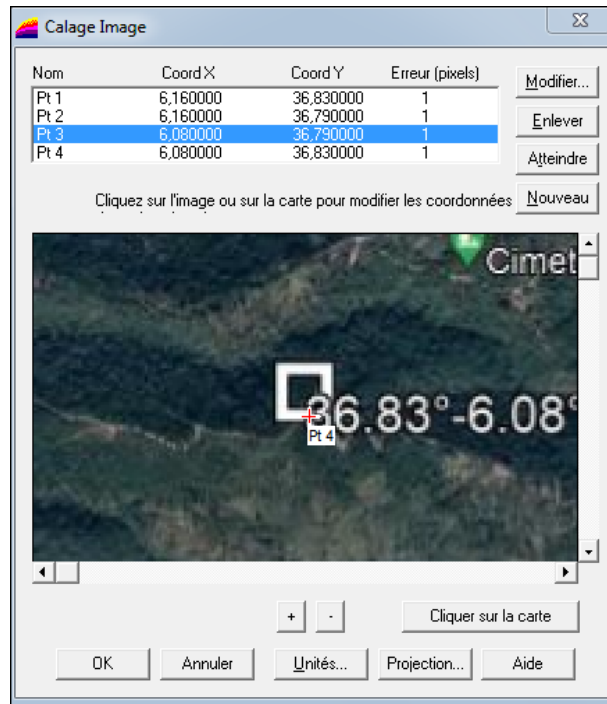


Figure (VII.2) : calage de la carte de la zone d'étude

### 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.3) :



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 [15].

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,
- ✓ Pression \_ m,
- ✓ Longitude,
- ✓ Latitude.

#### **Structure de la table réservoir :**

- ✓ ID \_ Réservoir,
- ✓ Localisation,
- ✓ Cote \_ 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 d'AEP sur MapInfo consiste à numériser les informations géographiques du réseau c'est-à-dire on attribue une information alphanumérique pour chaque information spatiale. Les informations spatiales représentent des objets géographiques et ses derniers sont représentés sur des cartes par des points pour les nœuds, par des objets pour les réservoirs, les stations de reprise etc..., par des lignes pour les conduites. Les informations attributaires décrivent des propriétés particulières des objets géographiques.

VII.3.2.5. Vectorisation de la chaine d'adduction

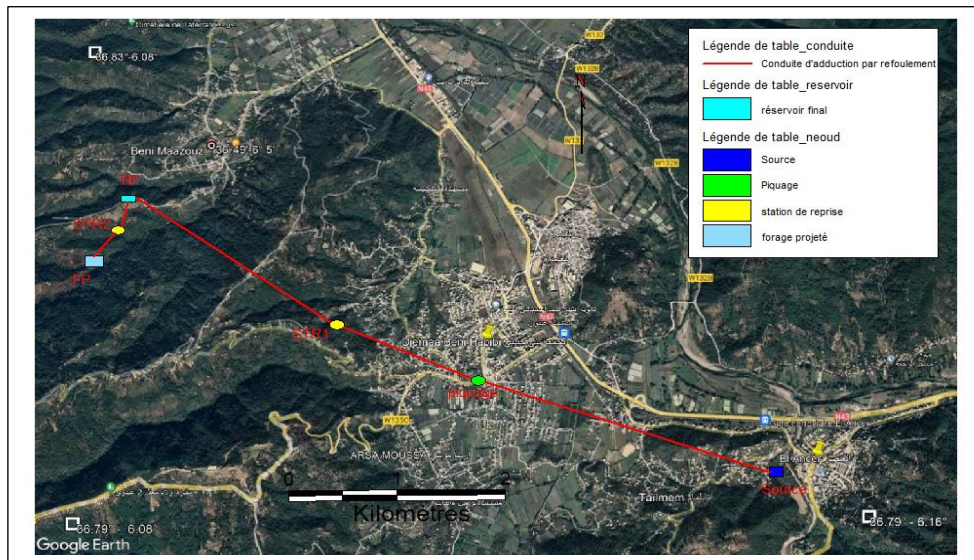


Figure (VII.4) : résultat de la vectorisation de la chaine d'adduction

Tableau (VII.1) : Table des conduites d'adduction

MapInfo Professional - [table_conduite Données]					
Fichier Edition Outils Objets Sélection Table Options Données Fenêtre Aide					
[Icons]					
	<b>Id_conduite</b>	<b>longueur_m</b>	<b>Diametre_mr</b>	<b>Vitesse_mpar</b>	<b>Type_materiau</b>
<input type="checkbox"/>	S-Piq	4 090	110	2,4	PEHD
<input type="checkbox"/>	Piq-STR1	1 000	110	2,4	PEHD
<input type="checkbox"/>	STR1-RF	1 395	110	2,4	PEHD
<input type="checkbox"/>	FP-STR2	700	110	0,84	PEHD
<input type="checkbox"/>	STR2-RF	653	110	0,84	PEHD

Tableau (VII.2) : table des réservoirs

MapInfo Professional - [table_reservoir Données]								
Fichier Edition Outils Objets Sélection Table Options Données Fenêtre Aide								
[Icons]								
	<b>Id_reservoir</b>	<b>Localisation</b>	<b>Cote_radie_m</b>	<b>Hauteur_m</b>	<b>Capacite_m</b>	<b>Longitude</b>	<b>Altitude</b>	<b>Hauteur_trop_ple</b>
<input type="checkbox"/>	RF	Beni maazouz	514,95	5	500	6,08	36,81	4



Tableau (VII.3) : table des nœuds

	Id_noeud	longitude	Altitude
<input type="checkbox"/>	Source	6,15	36,79
<input type="checkbox"/>	Piquage	6,12	36,8
<input type="checkbox"/>	STR1	6,1	36,8
<input type="checkbox"/>	STR2	6,08	36,81
<input type="checkbox"/>	FP	6,08	36,81

VII.3.2.6. Vectorisation de la chaine de distribution :

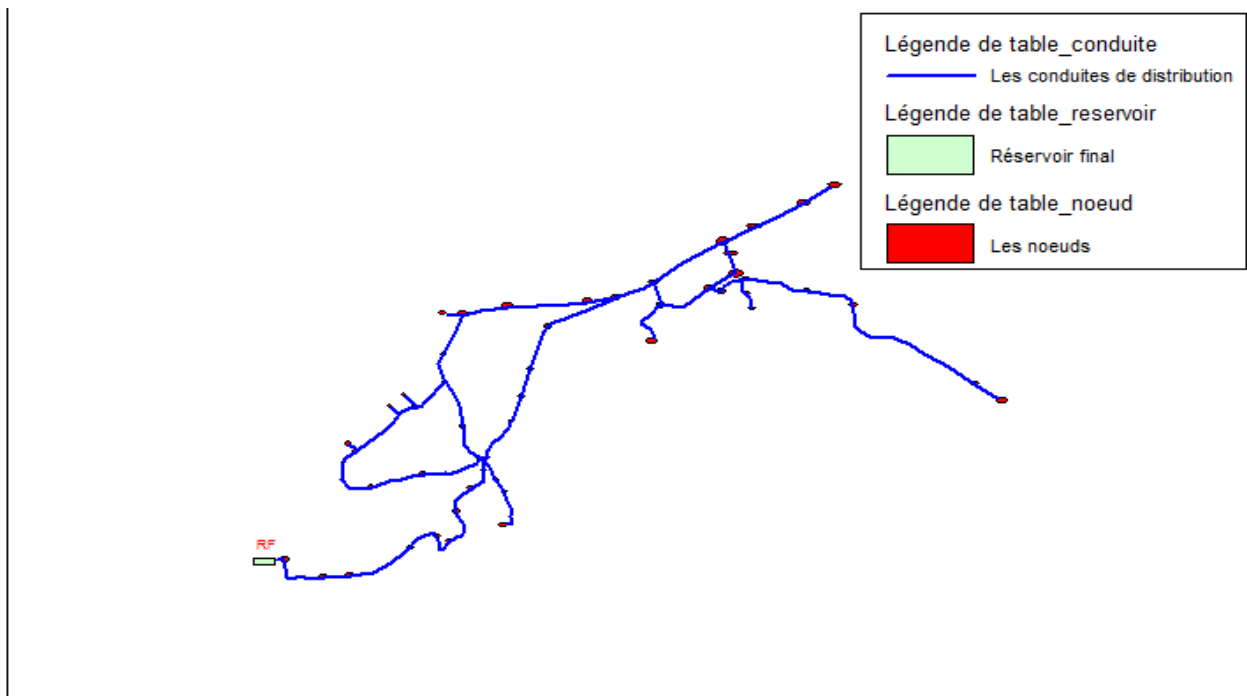


Figure (VII.5) : résultat de la vectorisation du réseau de distribution

Tableau (VII.4) : table du réservoir

	Id_reservoir	Localisation	Cote_radie_m	Hauteur_r	Capacite_m	Longitude	Altitude
<input type="checkbox"/>	RF	Beni Maazouz	514,95	5	500	6,08	36,81

Tableau (VII.5) : table des nœuds

MapInfo Professional - [table_noeud Données]					
Fichier Edition Outils Objets Sélection Table Options Données Fe					
[Icons]					
	Id_noeud	Altitude_noeud	Pression_m	Longitude	Altitude
<input type="checkbox"/>	N1	510,62	8,3	6,08	36,81
<input type="checkbox"/>	N1.a	498,28	20,29	6,08	36,81
<input type="checkbox"/>	N2	496,13	22,3	6,08	36,81
<input type="checkbox"/>	N3	475,84	42,16	6,08	36,82
<input type="checkbox"/>	N3.b	464,53	53,26	6,08	36,82
<input type="checkbox"/>	N3.d	451,45	66,19	6,08	36,82
<input type="checkbox"/>	N4	430,15	87,12	6,08	36,82
<input type="checkbox"/>	N4.c	429,63	87,59	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N5	429,73	87,29	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N6	427,6	89,32	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N6.b	427,42	89,49	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N14	442,44	73,8	6,08	36,82
<input type="checkbox"/>	N16	460,69	54,74	6,08	36,82
<input type="checkbox"/>	N17	463,99	50,98	6,08	36,82
<input type="checkbox"/>	N19	456,34	58,32	6,08	36,82
<input type="checkbox"/>	N20	463,11	50,95	6,08	36,82
<input type="checkbox"/>	N21	438,02	76,19	6,08	36,82
<input type="checkbox"/>	N22	444,88	68,94	6,08	36,82
<input type="checkbox"/>	N23	430,27	83,88	6,08	36,82
<input type="checkbox"/>	N24	430,39	82,26	6,08	36,82
<input type="checkbox"/>	N25	422,13	92	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N26	424,71	90,82	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N6.a	427,33	89,56	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N7	425,13	91,33	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N9	425,61	90,78	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N10	446,01	70,26	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N27	422,91	90,98	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N29	421,79	91,05	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N30	428,95	61,33	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N33	417,95	93,53	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N34	413,77	96,26	6,09	36,82

<input type="checkbox"/>	N35	412,31	97,72	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N42	415,33	97,35	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N41	418,81	96,1	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N39	421,25	94,45	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N36	422,31	94	6,09	36,82
<input type="checkbox"/>	N43	410,77	98,79	6,1	36,82
<input type="checkbox"/>	N55	406,25	101,47	6,1	36,82
<input type="checkbox"/>	N56	405,29	102,24	6,1	36,82
<input type="checkbox"/>	N58	403,19	104,1	6,1	36,82
<input type="checkbox"/>	N59	402,82	103,74	6,1	36,82
<input type="checkbox"/>	N52	406,3	101,31	6,1	36,82
<input type="checkbox"/>	N51	406,77	100,63	6,1	36,82
<input type="checkbox"/>	N50	412,99	94,35	6,1	36,82
<input type="checkbox"/>	N44	419,02	89,85	6,1	36,82
<input type="checkbox"/>	N45	438,19	70,37	6,1	36,82
<input type="checkbox"/>	N60	417,1	90,16	6,1	36,82
<input type="checkbox"/>	N62	407,43	99,35	6,1	36,82
<input type="checkbox"/>	N63	415,89	89,73	6,1	36,82
<input type="checkbox"/>	N64	426,31	77,51	6,1	36,82
<input type="checkbox"/>	N66	404,3	101,48	6,1	36,82
<input type="checkbox"/>	N67	403,14	102,05	6,1	36,82
<input type="checkbox"/>	N68	404,34	100,28	6,1	36,82
<input type="checkbox"/>	N69	404,29	96,12	6,1	36,82



Tableau (VII.6) : table des conduites

	Id_conduite	Longueur_m	Diametre_m	Vitesse_mpar	Type_materiau	Perte_charge_r
<input type="checkbox"/>	T1	12,63	200	0,7	PEHD	2,16
<input type="checkbox"/>	T2	165,7	200	0,7	PEHD	2,13
<input type="checkbox"/>	T3	68,6	200	0,69	PEHD	2,08
<input type="checkbox"/>	T4	222,8	200	0,66	PEHD	1,94
<input type="checkbox"/>	T5	107,6	200	0,65	PEHD	1,87
<input type="checkbox"/>	T6	84,3	200	0,64	PEHD	1,82
<input type="checkbox"/>	T7	159,7	200	0,63	PEHD	1,77
<input type="checkbox"/>	T8	82	200	0,62	PEHD	1,71
<input type="checkbox"/>	T9	123,8	200	0,6	PEHD	1,62
<input type="checkbox"/>	T10	61,1	200	0,59	PEHD	1,56
<input type="checkbox"/>	T11	7,2	125	0,4	PEHD	1,38
<input type="checkbox"/>	T12	229,6	90	0,49	PEHD	2,94
<input type="checkbox"/>	T13	211	75	0,5	PEHD	3,83
<input type="checkbox"/>	T14	170,2	75	0,41	PEHD	2,68
<input type="checkbox"/>	T15	76	63	0,45	PEHD	4,6
<input type="checkbox"/>	T17	55,8	16	0,29	PEHD	10,86
<input type="checkbox"/>	T18	213,2	63	0,32	PEHD	2,13
<input type="checkbox"/>	T19	47,6	16	0,25	PEHD	8,15
<input type="checkbox"/>	T20	76	63	0,19	PEHD	8,84
<input type="checkbox"/>	T21	78,2	16	0,41	PEHD	19,1
<input type="checkbox"/>	T22	149,4	63	0,06	PEHD	0,1
<input type="checkbox"/>	T23	203,4	90	0,78	PEHD	6,9
<input type="checkbox"/>	T24	174	90	0,85	PEHD	7,92
<input type="checkbox"/>	T31	6,7	125	0,79	PEHD	4,7
<input type="checkbox"/>	T32	103,5	63	0,46	PEHD	4,17
<input type="checkbox"/>	T33	23,8	63	0,38	PEHD	2,98
<input type="checkbox"/>	T34	222,4	50	0,12	PEHD	0,53
<input type="checkbox"/>	T35	101,4	110	0,49	PEHD	2,34
<input type="checkbox"/>	T36	216,3	90	0,64	PEHD	4,85
<input type="checkbox"/>	T37	137,2	16	1,39	PEHD	164,49
<input type="checkbox"/>	T38	155,4	90	0,52	PEHD	3,26

<input type="checkbox"/>	T39	235,7	75	0,65	PEHD	6,15
<input type="checkbox"/>	T40	210,7	75	0,03	PEHD	0,02
<input type="checkbox"/>	T41	264,93	90	0,96	PEHD	10
<input type="checkbox"/>	T42	194,04	90	1,04	PEHD	11,49
<input type="checkbox"/>	T43	164,1	110	0,73	PEHD	4,81
<input type="checkbox"/>	T44	111	110	0,79	PEHD	5,55
<input type="checkbox"/>	T45	175,8	125	0,65	PEHD	3,28
<input type="checkbox"/>	T46	145,6	125	0,64	PEHD	3,21
<input type="checkbox"/>	T47	363	75	0,58	PEHD	5,08
<input type="checkbox"/>	T48	115,3	63	0,27	PEHD	1,6
<input type="checkbox"/>	T49	219,9	50	0,18	PEHD	1,1
<input type="checkbox"/>	T50	60	16	0,31	PEHD	12,41
<input type="checkbox"/>	T51	36,1	63	0,38	PEHD	2,98
<input type="checkbox"/>	T52	116,4	50	0,24	PEHD	1,78
<input type="checkbox"/>	T53	134,5	50	0,11	PEHD	0,43
<input type="checkbox"/>	T54	215,1	75	0,7	PEHD	7,1
<input type="checkbox"/>	T55	114,7	90	0,73	PEHD	6,02
<input type="checkbox"/>	T56	137,5	63	0,33	PEHD	2,26
<input type="checkbox"/>	T57	30,3	90	0,46	PEHD	2,63
<input type="checkbox"/>	T58	111,2	75	0,53	PEHD	4,33
<input type="checkbox"/>	T59	83,7	16	0,44	PEHD	21,57
<input type="checkbox"/>	T60	85,2	30	0,53	PEHD	13,62
<input type="checkbox"/>	T61	211,6	63	0,5	PEHD	4,72
<input type="checkbox"/>	T62	241,6	63	0,34	PEHD	2,44
<input type="checkbox"/>	T63	268,4	50	0,27	PEHD	2,13
<input type="checkbox"/>	T64	114,1	16	0,6	PEHD	36,98

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 contenant toutes les informations concernant l'objet que nous lui avons précédemment. (Figure VII.6)

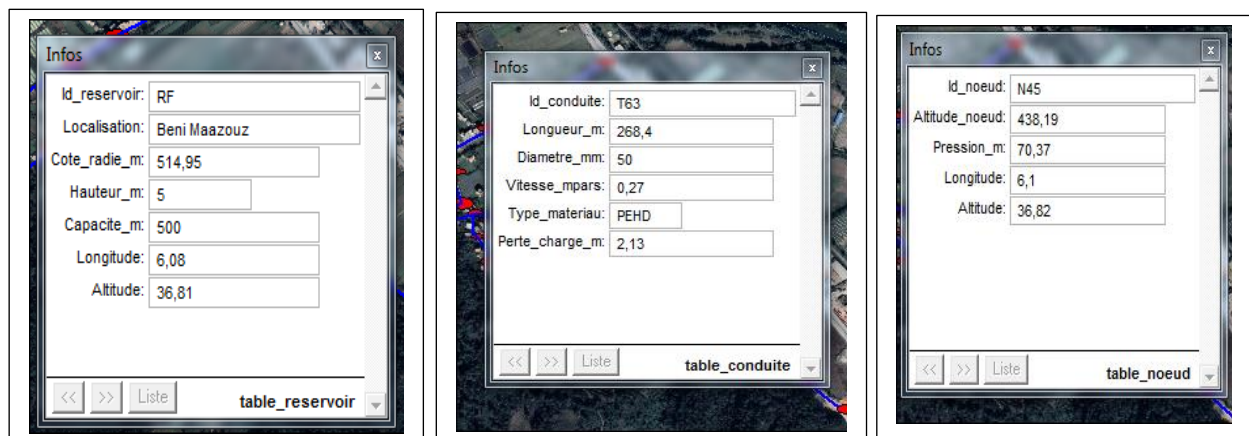


Figure (VII.6) : informations attributaires des composantes du réseau

## 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 [14]

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

La gestion classique des réseaux d'AEP présente d'inconvénients et de problèmes à savoir [14] :

- ❖ L'archivage des documents cartographiques et des fiches techniques du réseau en support papier ;
- ❖ Une perte de temps lors de la recherche d'une information bien déterminée ;
- ❖ 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

La gestion informatisée répond aux problèmes rencontrés dans la gestion classique des réseaux d'AEP, elle a pour avantages [14] :

- ❖ 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'en 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

Différentes techniques ont été développées pour la gestion des réseaux d'AEP par le SIG

### VII.4.3.1. Requêtes SQL [13]

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

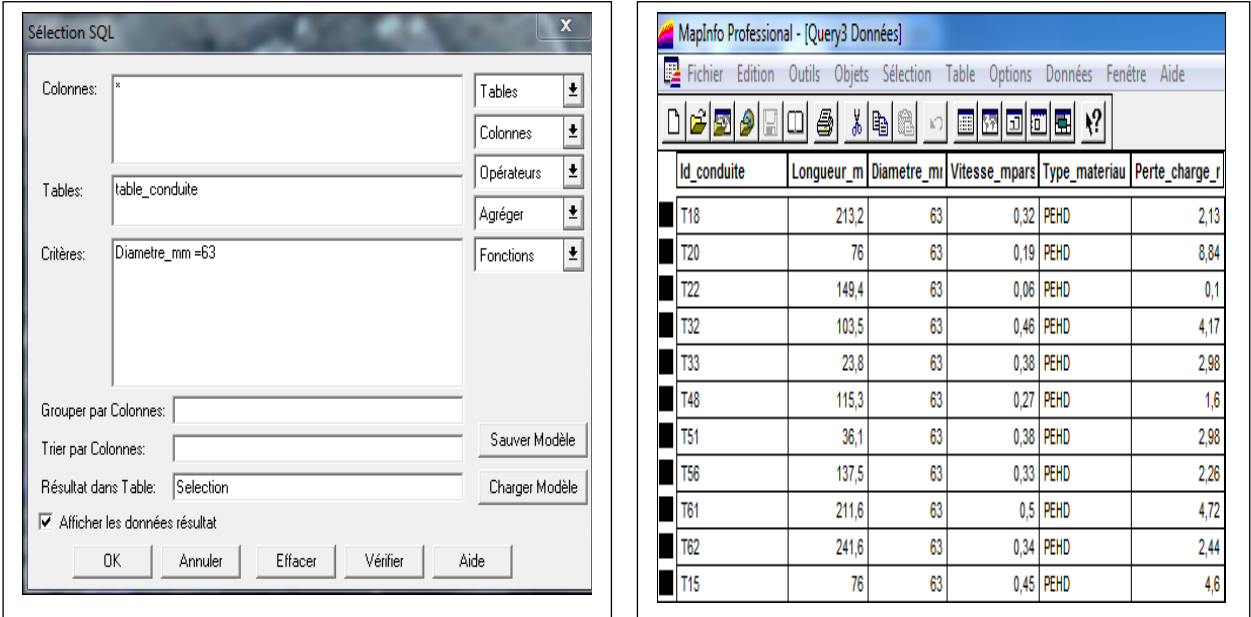
La commande SQL, comprend les clauses Select, From, Where.

- ✓ Select (liste des attributs) : permet d'exprimer la projection sur la liste d'attributs ;
- ✓ From (liste des tables) : permet de citer la liste des tables ;
- ✓ Where (condition) : regroupe une ou plusieurs conditions, permettant d'exprimer l'objet de la restriction.

#### Exemple de requêtes sur le SIG du réseau de distribution de la zone d'étude

Nous allons analyser notre réseau selon les critères suivants :

- Les conduites ayant un diamètre de 63 mm. (Figure VII.7)



The figure shows two screenshots. The left screenshot is a 'Sélection SQL' dialog box. The 'Colonnes' field contains an asterisk (\*). The 'Tables' field contains 'table\_conduite'. The 'Critères' field contains 'Diametre\_mm =63'. The 'Résultat dans Table' is set to 'Selection'. The 'Afficher les données résultat' checkbox is checked. The right screenshot shows the 'MapInfo Professional - [Query3 Données]' window displaying a table of results.

Id_conduite	Longueur_m	Diametre_mm	Vitesse_mpar	Type_materiau	Perte_charge_r
T18	213,2	63	0,32	PEHD	2,13
T20	76	63	0,19	PEHD	8,84
T22	149,4	63	0,06	PEHD	0,1
T32	103,5	63	0,46	PEHD	4,17
T33	23,8	63	0,38	PEHD	2,98
T48	115,3	63	0,27	PEHD	1,6
T51	36,1	63	0,38	PEHD	2,98
T56	137,5	63	0,33	PEHD	2,26
T61	211,6	63	0,5	PEHD	4,72
T62	241,6	63	0,34	PEHD	2,44
T15	76	63	0,45	PEHD	4,6

**Figure (VII.7) :** résultats de la requête SQL pour les conduites de diamètre égal à 63 mm

- Les pressions aux nœuds inférieures ou égales à 50 m. (Figure VII.8)

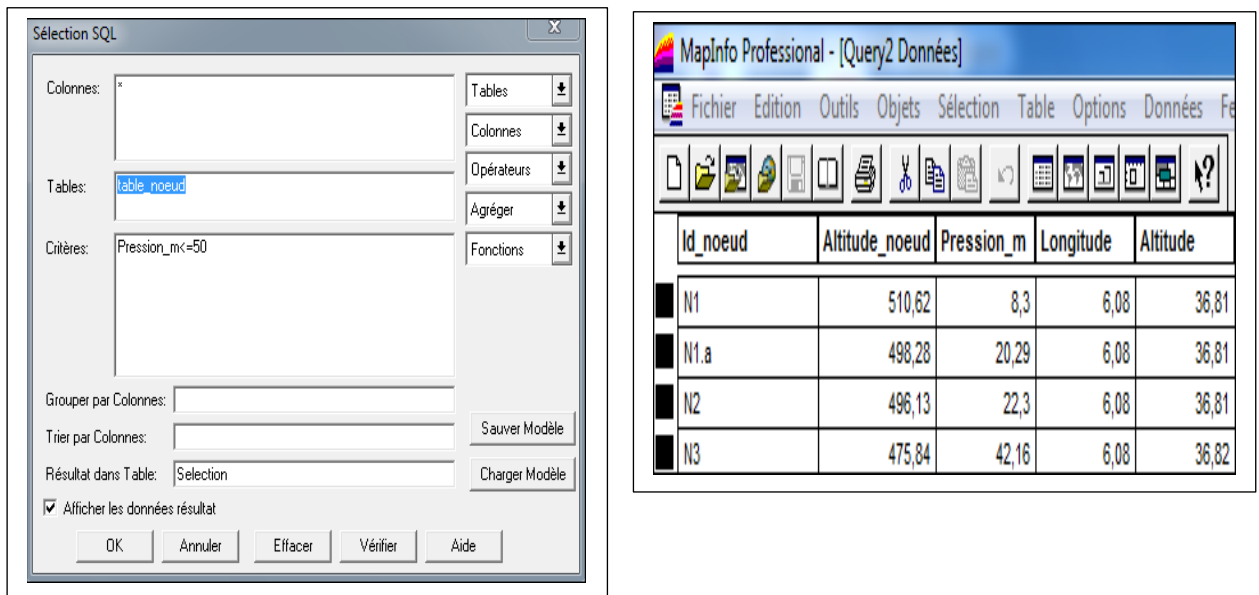


Figure (VII.8) : résultats de la requête SQL pour les pressions ≤ 50 m

### VII.4.3.2. Analyse thématique

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

-Menu carte > analyse thématique [14]

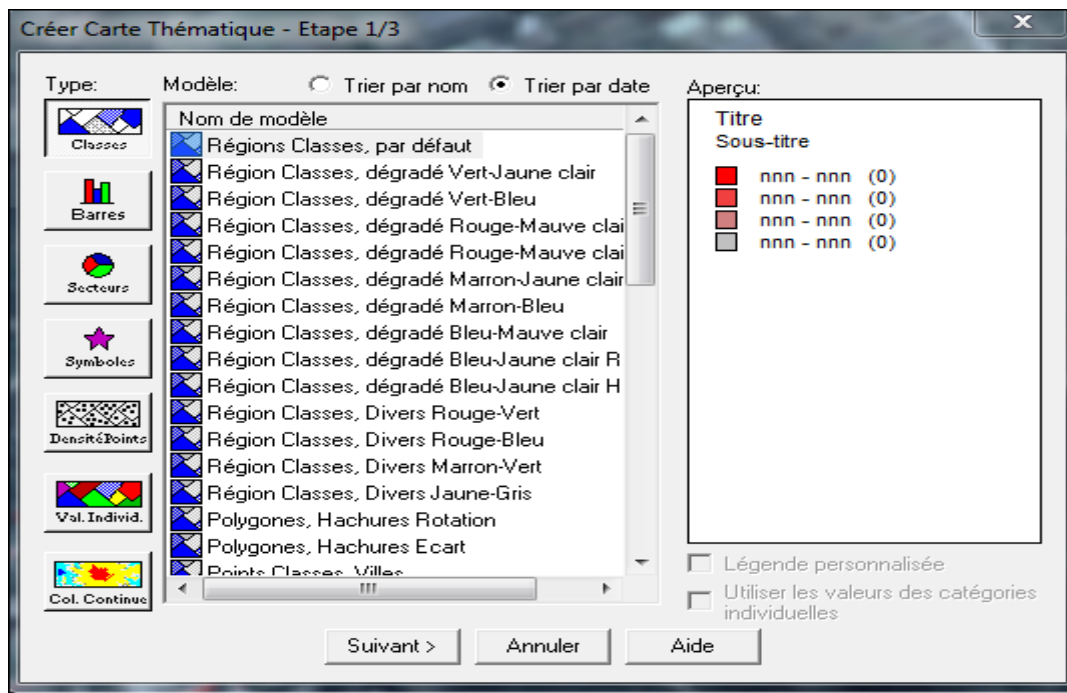


Figure (VII.9) : choix de type de légende

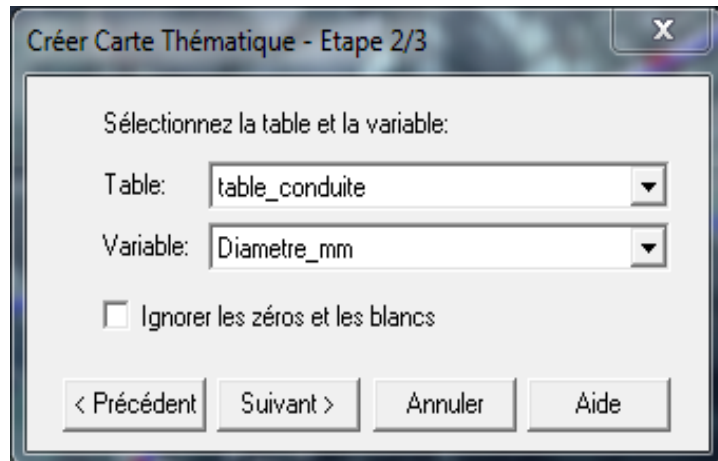


Figure (VII.10) : Choix de la table et de la variable

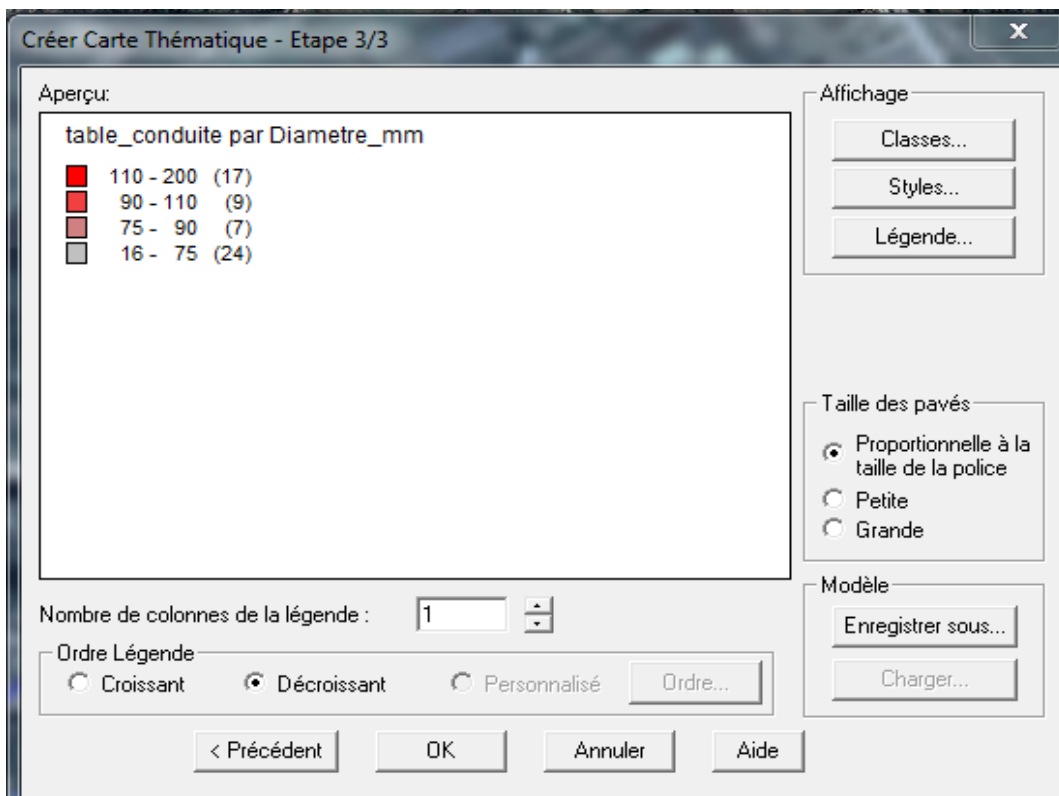


Figure (VII.11) : carte thématique (visualisation)

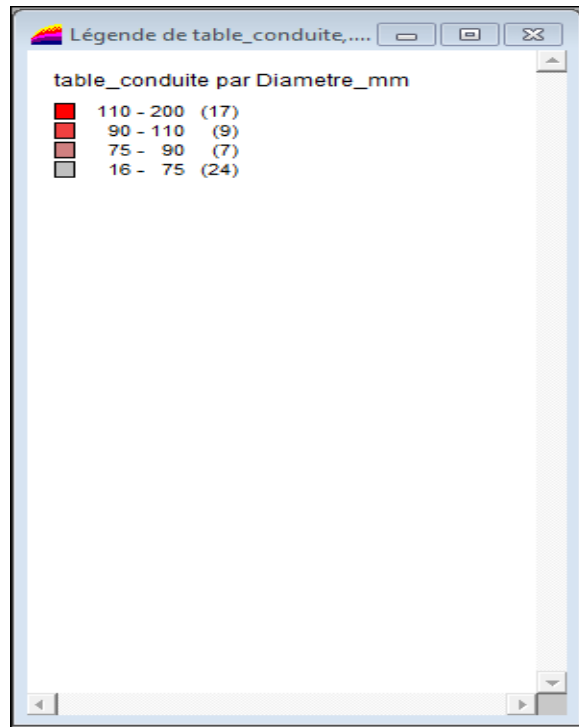


Figure (VII.12) : légende de la carte thématique

Lorsqu'on termine les trois étapes on obtient la figure suivante :



Figure (VII.13) : Résultats d'analyse thématique (la vitesse dans les conduites)

## **VII.5. Conclusion**

Dans ce présent chapitre d'élaboration d'un système d'informations géographiques et en se servant du logiciel MapInfo, qui est un outil puissant dans l'élaboration des systèmes d'informations, nous avons procédé à l'enrichissement d'une banque de données, renfermant toutes les informations ayant trait à notre réseau.

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

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



---

---

# **CONCLUSION GÉNÉRALE**

---

---

## **Conclusion générale**

A la lumière de ce présent travail qui a pour objectif l'élaboration d'un système d'information géographique et la création d'une banque de données, nous avons commencé par :

Effectuer le diagnostic actuel du réseau d'alimentation en eau potable du village de Beni Maazouz, commune de Beni Hbib Wilaya de Jijel.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux différents horizons, nous avons constaté que les besoins à long terme (2052) sont de 1160.064 m<sup>3</sup>/j pour une population future de 4975 habitants.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement, nous avons choisi le diamètre le plus économique qui est égal à 110 mm avec une vitesse de 0.84 m/s. Les conduites sont en PEHD PN20.

Par la suite nous avons vérifié la capacité de stockage du réservoir existant, d'après les résultats ce dernier est insuffisant pour couvrir les besoins en eau de la population à l'horizon 2052, dans le but de remédier ce problème nous avons renforcé par un réservoir projeté avec une capacité de 300 m<sup>3</sup>.

L'étape suivante consiste au dimensionnement du réseau de distribution du village de Beni Maazouz qui a été établi par le logiciel de simulation EPANET, nous avons opté pour un réseau ramifié avec une maille, doté d'une longueur totale de 10643.49 m. Les vitesses sont acceptables pour la plupart des traçons.

Afin de protéger les conduites d'adduction nous avons effectué une vérification du risque d'apparition du coup de bélier et d'après les résultats trouvés on a constaté qu'une protection anti-bélier n'est pas nécessaire.

L'ensemble des résultats obtenus dans les chapitres précédant ont été intégré dans une base de données du SIG. Le système d'information géographique offre aux exploitants du réseau la possibilité d'établir des cartes numériques interactives et d'effectuer sur elles des opérations d'interrogation à l'aide de la requête SQL (Structured Query Language) ce qui permet de mieux comprendre le fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable de Beni Maazouz.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail servira d'avant-projet pour les promotions avenir dans les perspectives s'être complétion par des nouvelles données de réseau telles que la facturation de l'eau et ce pour mieux gérer les réseaux via SIG.

---

---

**RÉFÉRENCES**

**BIBLIOGRAPHIQUES**

---

---

## **Références bibliographiques**

- [1]: Données recueillies auprès des services d'APC de la Daira de EL-Ancer Wilaya de Jijel.
- [2]: Données recueillies auprès des services d'ADE de La Daira de EL-Ancer Wilaya de Jijel.
- [3]: **DUPONT, A.**, << Hydraulique urbaine>>, Tomme II : Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, Paris, 484 pages, 1979.
- [4]: **BONNIN, J.**, << Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importante>>. Collection de la direction des études et recherches d'électricité de France, Edition Eyrolles, Paris, 254 pages, 1986.
- [5]: **BONNIN, J.**, << Aide-mémoire d'hydraulique urbaine>>. Collection de la direction des études et recherches d'électricité de France, Edition Eyrolles, Paris, 128 pages, 1982.
- [6]: **BENAMAR, A.**, Etude de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potables de la ville d'Ain El Hadjar (W.Bouira), Projet de Fin d'Etudes, Licence Professionnelle, Université Akli Mohand Oulhadj de Bouira, 2020.
- [7]: **BONNIN, J.**, << Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importante>>. Collection de la direction des études et recherches d'électricité de France, Edition Eyrolles, Paris, 228 pages, 1977.
- [8]: **BOUFAGHES, I. et KAHLAT, F.**, Etude de réseau d'A.E. P du village Tleta commune Taher, Wilaya de Jijel, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université Mohamed Seddik Benyahia de Jijel, Juillet 2019.
- [9]: **ABDELAZIZ, M. et SAOUDI, A.**, Etude de réseau d'A.E.P du village de Djemaa Beni Hbib commune de Taher, Wilaya de Jijel, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 2020.
- [10]: **BENARIBA, M.**, Alimentation en eau potable de la ville de Chebli (W.Blida), Mémoire de Fin d'Etudes, Ingénieur d'état en hydraulique, Université Abou Baker Belkaid de Tlemcen, 2013.
- [11]: **HAMCHAOUI S.**, << Polycopié de cours logiciel EPANET.>> n° p10 (2019/2020).  
<https://elearning.univ-bejaia.dz/mod/resource/view.php?id=140710>
- [12]: **BERREKSI A.**, << Polycopié de cours Hydraulique 3.>> n° p55 (2015/2016).  
<https://elearning.univ-bejaia.dz/mod/resource/view.php?id=46556>
- [13]: **SAOU A.**, << Cours pratiques sous MapInfo aux systèmes d'information géographique (S.I.G.)>> n° p53 (2017/2018).
- [14]: **BOUDJETTOU, M. et SEMOUM, M.**, Etude et élaboration d'un système d'information géographique (S.I.G) du réseau d'eau potables du village Tadergout, commune de Darguina,



---

---

# **ANNEXES**

---

---

## Annexe (01) : Prix et pression nominal des conduites en PEHD



SNTF Est - Groupe B N° 02 - El-Hamiz Dar El-Beida Alge

Mobile : 0550 99 11 2

Tél. : 023 85 98 05 - Fax : 023 85 96 6

Site web : www.hydel.dz - E-mail: commercial@hydel.dz

RC : 13 B 0992792 - NIF : 001316099279242 - N°Art. : 16205658710

Hydraulique - Tuyauterie - Assainissement - AEP - Pompes - Traitement des Eaux - Chauffage - Anti-Incendie

Réf : T-PEHD-PEN04/21

## LISTING PRIX DE VENTES - TUBES PEHD-EAU

Avril/2021

	DIM (mm)	PRIX DE VENTE T.T.C	CONDITIONNEMENT RLX/BARRES		DIM (mm)	PRIX DE VENTE T.T.C	CONDITIONNEMENT RLX/BARRES
<b>PN6</b>	63	-	-	<b>PN8</b>	63	<b>189,00</b>	100ML
	75	-	-		75	<b>259,20</b>	100ML
	90	-	-		90	<b>388,80</b>	100ML
	110	-	-		110	<b>583,20</b>	100ML
	125	-	-		125	<b>734,40</b>	100ML
<b>PN10</b>	20	<b>33,34</b>	100ML	<b>PN16</b>	20	<b>39,40</b>	100ML
	25	<b>45,46</b>	100ML		25	<b>57,27</b>	100ML
	32	<b>66,68</b>	100ML		32	<b>88,64</b>	100ML
	40	<b>101,71</b>	100ML		40	<b>137,16</b>	100ML
	50	<b>145,47</b>	100ML		50	<b>215,16</b>	100ML
	63	<b>236,39</b>	100ML		63	<b>330,34</b>	100ML
	75	<b>330,34</b>	100ML		75	<b>462,16</b>	100ML
	90	<b>467,47</b>	100ML		90	<b>686,75</b>	100ML
	110	<b>697,05</b>	100ML		110	<b>1 004,67</b>	100ML
	125	<b>909,21</b>	12ML		125	<b>1 307,69</b>	12ML
	160	<b>1 482,15</b>	12ML		160	<b>2 078,94</b>	12ML
	200	<b>2 219,96</b>	12ML		200	<b>3 273,12</b>	12ML
	250	<b>3 485,24</b>	12ML		250	<b>4 924,82</b>	12ML
	315	<b>5 940,00</b>	12ML		315	<b>8 910,00</b>	12ML
	400	<b>9 504,00</b>	12ML		400	<b>14 580,00</b>	12ML
	500	<b>15 336,00</b>	12ML		500	<b>22 464,00</b>	12ML
630	<b>26 460,00</b>	12ML	630	<b>39 420,00</b>	12ML		
710	<b>33 480,00</b>	12ML	710	<b>49 680,00</b>	12ML		
800	<b>42 120,00</b>	12ML	800	<b>62 100,00</b>	12ML		
<b>PN20</b>	20	<b>58,32</b>	100ML	<b>PN25</b>	20	<b>64,80</b>	100ML
	25	<b>78,84</b>	100ML		25	<b>92,88</b>	100ML
	32	<b>120,96</b>	100ML		32	<b>143,64</b>	100ML
	40	<b>186,84</b>	100ML		40	<b>221,40</b>	100ML
	50	<b>282,96</b>	100ML		50	<b>334,80</b>	100ML
	63	<b>448,20</b>	100ML		63	<b>518,40</b>	100ML
	75	<b>631,80</b>	100ML		75	<b>723,60</b>	100ML
	90	<b>907,20</b>	100ML		90	<b>1 058,40</b>	100ML
	110	<b>1 333,80</b>	100ML		110	<b>1 620,00</b>	100ML
	125	<b>1 728,00</b>	12ML		125	<b>2 052,00</b>	12ML
	160	<b>2 862,00</b>	12ML		160	<b>3 326,40</b>	12ML
	200	<b>4 428,00</b>	12ML		200	<b>5 130,00</b>	12ML
	250	<b>6 696,00</b>	12ML		250	<b>7 938,00</b>	12ML
315	<b>10 746,00</b>	12ML	315	<b>13 122,00</b>	12ML		
400	<b>16 848,00</b>	12ML	400	<b>21 384,00</b>	12ML		
500	<b>27 216,00</b>	12ML	500	<b>32 400,00</b>	12ML		





## Annexe (03) : Tube PEHD eau potable PN20

		Gamme tubes PEHD de Pression nominale 20 Bars				
		CODE	DIAMETRE (mm)	EPAISSEUR (mm)	PRESSION	CONDITIONNEMENT
P E 1 0 0		640.10.020.09	20	2.3	20Bars	Rx 100Ml
		640.10.025.09	25	3.0	20Bars	Rx 100Ml
		640.10.032.09	32	3.6	20Bars	Rx 100Ml
		640.10.040.09	40	4.5	20Bars	Rx 100Ml
		640.10.050.09	50	5.6	20Bars	Rx 100Ml
		640.10.063.09	63	7.1	20Bars	Rx 100Ml
		640.10.075.09	75	8.4	20Bars	Rx 100Ml
		640.10.090.09	90	10.1	20Bars	Rx 100Ml
		640.10.110.09	110	12.3	20Bars	Rx 100Ml
		640.10.125.09	125	14.0	20Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.10.160.09	160	17.9	20Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.10.200.09	200	22.4	20Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.10.250.09	250	27.9	20Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.10.315.09	315	35.2	20Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.10.400.09	400	44.7	20Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.10.500.09	500	55.8	20Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.10.630.09	630	70.3	20Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.10.710.09	710	79.3	20Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.10.800.09	800	89.3	20Bars	Tb 6 / 12Ml	

## ملخص

في مشروع نهاية الدراسة هذا قمنا بتشخيص شبكة الإمداد بالمياه الصالحة للشرب لقريبة بني معزوز الواقعة ببلدية بني حبيبي بولاية جيجل بعد أن عرضنا منطقة الدراسة. شرعنا في تقدير الاحتياجات المائية المستقبلية، وهذا سمح لنا بتحديد حجم الخزانات وفقا لنظام الاستهلاك للتجمعات تليها دراسة تقنية اقتصادية، تم من خلالها تحديد قطر الأنابيب التقريب، ثم قمنا بتحديد أبعاد شبكة التوزيع الخاصة بنا مع التحقق من مخاطر حدوث ظاهرة المطرقة المائية. في نهاية المشروع قمنا بإعداد نظام المعلومات الجغرافية، باعتباره قاعدة بيانات لأي تصميم وإدارة نهائية للشبكة

**الكلمات المفتاحية:** التشخيص، المياه الصالحة للشرب، الخزانات، التقريب، التوزيع، المطرقة المائية، نظام معلومات جغرافية.

## Résumé

Dans ce projet de fin d'étude nous avons effectué un diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable du village de Beni Maazouz , qui se trouve dans la commune de Beni Hbib, de la wilaya de Jijel, après avoir présenté la zone d'étude, nous avons procédé à l'estimation des besoins futurs, et cela nous a permis de dimensionner les réservoirs de stockage suivant le régime de consommation des agglomération suivie d'une étude technico-économique, à travers laquelle on a déterminé le diamètre des conduites d'adduction, puis on a dimensionné notre réseau de distribution avec une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier. A la fin de ce projet on a élaboré un système d'information géographique considéré comme base de données pour toute éventuelle conception et gestion du réseau.

**Mots clés :** diagnostic, eau potable, réservoirs de stockage, adduction, distribution, coup de bélier, système d'information géographique.

## Abstract :

In this end-of-study project, we diagnosed the drinking water supply network of the village of Beni Maazouz, located in the municipality of Beni Hbib, in the state of Jijel, after we presented the study area, we proceeded to estimate the future needs, which allowed us to size the storage structures according to the consumption regime for the agglomerations, followed by a technico-economic study through which the diameter of the adduction pipes was determined, and then we dimensioned our distribution network and a check of the risk of occurrence of the water hammer phenomenon. At the end of the project, we prepared the geographic information system, as a database for any design and final management of the network.

**Key words :** diagnostic, drinking water supply, storage structures, adduction, distribution, water hammer, geographic information system.