

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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

ABDELAZIZ MOHAMMED

SAOUDI AHMED RIADH

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

Etude de réseau d A.E.P du village DJEMAA BENI HBIBI

Commune de TAHER wilaya de Jijel

Soutenu le / devant le jury composé de :

- Président : **Mr .Allouache**
- Promoteur : **Mr. Yakoubi**
- Examineur : **Mr.Brakni**

Année universitaire : 2019/2020

SOMMAIRE

Introduction général.....	1
Chapitre I:Présentation du site	
I.1.Introduction.....	3
I.2.présentation du site.....	3
I.3.La situation topographique	3
I.4.Climatologie.....	4
I.4.1.Précipitation	4
I.4.2.Température	4
I.5.Sismicité	5
I.6. La situation hydraulique actuelle	5
I.7. Relief	5
Conclusion.....	5
Chapitre II: Estimation des besoins en eau	
II-1 Introduction	6
II-2 Estimation des besoins en eau	6
II-2-1-Estimation de la population future	6
II-2-2 Besoins en eau domestiques	6
II-2-3 Consommation moyenne journalière	7
II-2-3-1 Consommation moyenne journalière de la population	7
II-2-3-2 Consommation moyenne journalière des équipements	7
II-2-3-2-1 Besoins scolaires	8
II-2-3-2-2 Besoins sanitaires.....	8
II-2-3-2-3 Besoins socioculturels.....	9
II-2-3-2-4 Besoins administratifs.....	9
II-2-3-2-5 Besoins commerciaux.....	9
II-2-3-2-6 Besoins industriels:	10
II-2-3-2-7 Besoins des cheptels.....	10
II-2-3-3 Consommation moyenne journalière totale.....	10
II-2-4 Majoration de la consommation moyenne journalière.....	11
II-2-5 Caractéristiques de la consommation.....	11
II-2-5-1 Etude des variations des débits.....	11
II-2-5-2 Variation de la consommation journalière	11
II-2-5-3 Variation de la consommation maximale journalière	12
II-2-5-4 Variation de la consommation minimale journalière	13
II-2-5-5 Variation de la consommation horaire	13
II-2-5-5-1 Débit maximum horaire	13
II-2-5-5-2 Débit minimum horaire	14
II-2-5-5-3Variation des débits horaires	16
conclusion.....	17

Chapitre III: Réservoir

III-1 introduction.....	18
III-2 Rôle des réservoirs	18
III-3 L'emplacement des réservoirs	18
III-4 Classification des réservoirs	19
III-4-1 Classification selon le matériau de construction.....	19
III-4-2 Classification selon la situation des lieux	19
III-4-3 Classification selon la forme géométrique.....	20
III-4-4 Classification selon l'utilisation	20
III-5 Vérification de la capacité du réservoir existant à l'horizon.....	20
III-5-1 Méthode graphique	20
III-5-2 Méthode analytique	21
III-5-2-1 Détermination de la valeur de(p)	21
III-6 Volume total du réservoir	22
III-7 Détermination de la capacité de réservoir	22
III-7-1 la méthode analytique	22
III-7-2 Méthode graphique :	24
III-8 Equipements des réservoirs	26
III-8-1 Equipements hydrauliques des réservoirs	26
III-8-1-1 Conduite d'adduction ou d'arrivée	26
III-8-1-2 Conduite de distribution ou de départ	26
III-8-1-3 Conduite de trop-plein	27
III-8-1-4 Conduite de vidange	27
III-8-1-5 Conduite by-pass	28
III-8-1-6 Matérialisation de la réserve d'incendie	28
III-8-2 Equipement de nettoyage	29
III-9 Entretien des réservoirs	29
III-10 Hygiène et sécurité	29
III-11 Forme des réservoirs.....	30
Conclusion	30

Chapitre IV: Distribution

IV-1 introduction.....	31
IV-2 Classification des réseaux de distribution.....	31
IV-3 Conception d'un réseau de distribution.....	33
IV-3-1 Choix du tracé.....	33
IV-4 Choix des conduites de distribution.....	33
IV-5 Equipement du réseau de distribution (Appareils et accessoires).....	34
IV-5-1 quelques figures des Appareils et accessoires	35
IV-6 Description du réseau de distribution.....	37
IV-7 Calcul hydraulique du réseau de distribution	38
IV-7-1 Déterminer les débits du réseau	38
IV-7-1-1 Débit de pointe	38
IV-7-1-2 Débit spécifique	38

IV-7-1-3 Débit en route	38
IV-7-1-4 Débit aux nœuds	38
IV-8 Dimensionnement du réseau:.....	39
IV-8-1 calcul du différent débit.....	39
IV-9 apport informatique.....	42
IV-9-1Présentation du logiciel epanet	43
IV-9-2 Les étapes d'utilisation du logiciel epanet	43
IV-9-3 Modélisation du réseau.....	43
IV-9-3-1 Première étape.....	43
IV-9-3-2 deuxième étape.....	43
IV-9-3-3 Troisième étape.....	43
IV-10- Modélisation et simulation du réseau:.....	44
IV-10-1- Formule de pertes de charge utilisées.....	44
IV-10-1-1 Pertes de charge linéaires.....	44
IV-10-1-2- Pertes de charge totales.....	45
IV-10-2 Résultats de la simulation du réseau avec EPANET.....	45
IV.11 Etude de la distribution en tenant compte le débit d'incendie	51
IV.11.1 Conditions de fonctionnement et d'emplacement d'un poteau d'incendies	51
IV.11.2 Choix d'emplacement des poteaux d'incendies	51
IV.12 Résultats de la simulation du réseau dans le cas d'incendie	51
IV.12.1 les diamètres des tronçons et vitesses d'eau	51
IV.12.2 Les pressions et les charges au niveau des nœuds.....	53
Conclusion.....	55

Chapitre V:Devis quantitatif et estimatif

V.1 Introduction	56
V.2 les taches usuelles dans un projet de distribution d'eau potable	56
V.2.1.Décapage	56
V.2.2.Exécution des tranchées	56
V.2.3.Pose du lit de sable	56
V.2.4.Pose des conduites	56
V.2.5.Remblayage des tranchées	57
V.2.6.Construction des regards	57
V.2.7.Nivellement et compactage et la remise en état de la chaussée.....	57
V.3.Calcul les volumes des travaux de réseaux de distribution	57
V.3.1.Déblais d'excavation	57
V.3.2 Largeur de la tranchée.....	57
V.3.3 Profondeur de la tranchée	57
V.3.4.Le volume du lit du sable	58
V.3.5.Volume de l'enrobage	58
V.3.6.Volume de la conduite	58
V.3.7.Remblais compacté	58
V.4.Bordereau des prix unitaires	59

V.4.1. Terrassement	59
V.4.2. Conduites	60
V.4.3 équipements hydraulique de réseau d'AEP	61
V.5. Devis estimatif et quantitatif	61
V.5.1. terrassement	61
V.5.2 Conduites	62
V.5.3 : équipements hydraulique du réseau d'AEP	62
V.5.4 : Ouvrage de stockage.....	63
V.6. Cout total du projet	63
Conclusion.....	63

Chapitre VI: Organisation de chantier

VI.1 Introduction	64
VI.2 La gestion technique de chantier	64
VI.2.1 Généralité	64
VI.2.2 Les intervenants dans un projet d'hydraulique	65
VI.2.2.1 Le maitre d'ouvrage	65
VI.2.2.2 Le maitre d'œuvre	65
VI.2.2.3 Le control technique d'hydraulique (CTH)	65
VI.2.2.4 L'entreprise réalisatrice.....	65
VI.2.3 Gestion administrative	65
VI.2.4 Les réunions de chantier	65
VI.2.4.1 Réunions hebdomadaires de coordination	65
VI.2.4.2 Réunions mensuelles de coordination	66
VI.2.4.3 Réunions exceptionnelles	66
VI.3 Organisation des chantiers	66
VI.3.1 La direction de chantier	67
VI.3.2 Organigramme de chantier.....	67
VI.3.2.1 Relation contractuelles	68
VI.3.2.2 Relation fonctionnelles	68
VI.3.3 Services Chantiers	68
VI.3.3.1 Les Moyens Matériels	68
VI.3.3.2 Moyens Humains (Personnels)	68
VI.3.4 L'équipe d'exécution des travaux :	68
VI.3.5 Installation du chantier :	69
VI.3.5.1 Rôle de l'installation de chantier.....	69
VI.3.5.2 Plan d'installation de chantier (PIC)	70
VI.3.6 Les Engins	70
Conclusion.....	70

Chapitre VII: Mode d'exécution des travaux

VII.1 Introduction.....	71
VII.2 Opérations préliminaires aux travaux.....	71
VII.2.1 Etudes géotechniques	71
VII.2.2 Accès - installations et emprises du chantier.....	71
VII.2.2.1 Travaux en domaine public	71
VII.2.2.2 Travaux en propriété privée	71
VII.2.2.3 Signalisation	72
VII.2.2.4 Protection de chantiers	72
VII.3 Reconnaissance du chantier – piquetage.....	72
VII.4 exécution des travaux:.....	72
VII.4.1 Elimination des venues d’eaux	72
VII.4.1.1 Drainage du fond de fouille	73
VII.4.2 Exécution des fouilles	73
VII.4.2.1 Travaux en zone rural	73
VII.4.2.2 Travaux en milieu urbain ou agglomération rural	73
VII.4.2.3 Travaux en zone paysagère	73
VII.4.2.4 Tranchées en sous-sol rocheux	73
VII.4.2.5 Dimensions des tranchées	74
VII.4.2.6 Fond de fouille.....	74
VII.5 Pose de tuyaux	74
VII.5.1 Manutention	74
VII.5.2 Coupe des tuyaux	75
VII.5.3 Pose des conduites en tranchée	75
VII.5.4 Assemblage des conduites.....	76
VII.5.4.1 Types de joints existants.....	76
Conclusion.....	76
CONCLUSION GENERAL.....	77

Liste des tableaux

Tableau(I.1) : Précipitations mensuelles enregistrées a la station d'EL ACHOUAT ...	4
Tableau(I.2) : Variation des températures moyennes, maximales et minimales EN°C.	5
Tableau (II.1) : Estimation de la population future.....	6
Tableau (II.2) Détermination des besoins domestique.....	7
Tableau (II-3) : Détermination des besoins scolaires.....	8
Tableau (II-4) Détermination des besoins sanitaires.	8
Tableau (II-5) Détermination des besoins socioculturels.....	9
Tableau (II-6) Détermination des besoins.....	9
Tableau (II-7) Détermination des besoins commerciaux.....	9
Tableau (II-8) Détermination des besoins industriels.....	10
Tableau (II-9) Détermination des besoins des cheptels	10
Tableau (II-10) Récapitulatif des besoins moyens journaliers.....	10
Tableau(II-11): Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future.....	11
Tableau (II-12) Consommation maximale journalière.....	12
Tableau (II-13) : Consommation minimale journalière.....	13
Tableau (II-14) : Valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.....	14
Tableau (II-15) : Détermination des valeurs de β_{\max} , $K_{\max h}$ et $Q_{\max h}$	14
Tableau (II-16) : Valeurs de β_{\min} en fonction du nombre d'habitant.....	15
Tableau (II.17): Détermination des valeurs de β_{\max} , $K_{\max h}$ et $Q_{\max h}$	15
Tableau (II-18) : Répartition de la consommation horaire pour la ville	16
Tableau (III.1): Détermination de la capacité du réservoir	22
Tableau (III.2) : la détermination de la capacité du réservoir par la méthode graphique.	24
Tableau (III.3): résultats du calcul des différent réservoir	
Tableau (IV.1) : caractéristiques des réseau d'alimentation en eau potable.....	32
Tableau (IV.2) : Résultats du calcul des différents tronçons du réseau.....	39
Tableau (IV.3) : Les résultats de la simulation des arcs (conduites).....	46
Tableau (IV.4) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau.....	48
Tableau (IV.5) : Les résultats de la simulation (État des arcs du réseau pour le cas d'incendie).....	51

Tableau (IV.6) : Les résultats de la simulation (Les pressions et les charges au niveau des nœuds).....	53
Tableau (V.1) : bordereau des prix unitaire de différentes taches de terrassement.....	59
Tableau (V.1) suite : bordereau des prix unitaire de différentes taches de terrassement.....	60
Tableau (V.2) : bordereau des prix unitaire des conduites.....	60
Tableau (V.3) : bordereau des prix unitaire des équipements de réseau d'AEP.....	61
Tableau (V.4) : détermination de devis quantitatif et estimatif de différentes taches de terrassement.....	61
Tableau (V.5) : détermination de devis quantitatif et estimatif des conduits.....	62
Tableau (V.6) : détermination de devis quantitatif et estimatif de différents équipements du réseau d'AEP.....	62
Tableau (V.7) : le cout des ouvrage de stockage.....	63

Liste des figures

Figure (I.1) : localisation de la zone d'étude.....	3
Figure (I.2) :précipitations mensuelles enregistrées a la station d'EL ACHOUAT.....	4
Figure (III.1) : réservoir Semi-enterré cylindrique.....	19
Figure(III.2) : réservoir surélevé.....	20
Figure (III.3) :l'évaluation de résidu en fonction de temps.....	23
Figure (III.4) :capacité du réservoir par la méthode graphique.....	25
Figure (III.5) : conduite d'adduction.....	26
Figure (III.6) : Conduite de distribution.....	27
Figure (III.7) : Conduite de trop-plein.....	27
Figure (III.8) :Conduite de bypass.....	28
Figure (III.9) : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	29
Figure (IV-1) : Réseau ramifié.....	31
Figure (IV-2) : Réseau maillé.....	31
Figure (IV-3) : Réseau mixte.....	32
Figure (IV-4) : clapet anti retour.....	35
Figure (IV-5) : ventouse (d'après document Pont-à-Mousson).....	35
Figure (IV-6) : Robinet vanne à opercule.....	36
Figure (IV-7) : Pièces spéciales de raccord.....	36
Figure (IV-8) : Schéma descriptif de la distribution de la ville de Djemaa Bni Hbib.....	37
Figure (IV.9) : Interface de l'EPANET.....	50
Figure (V.1) : organigramme représente les taches usuelles dans un projet de distribution d'eau potable.....	56

Liste des symboles

B : largeur de la tranchée.

C_{HW} : Coefficient de Hazen-Williams qui dépend de nature de la conduite.

D_{ext} :Diamètre extérieur (mm).

D_{int} : Diamètre intérieur(mm).

D_N : diamètre normalisé (mm).

D : Diamètre de la conduite (m).

D : Diamètre de la cuve en (m).

dot : Dotation moyenne journalière de la consommation [l/hab].

e : épaisseur de sable.

g : Accélération de la pesanteur en(m^2/s).

H : Hauteur totale du réservoir en (m).

h : Hauteur d'eau en (m).

h_{inc} :La hauteur de la réserve d'incendie en (m).

H_L :Les pertes de charge linéaire en (m).

i : catégories de consommateurs ($i= 1, 2 ,3\dots n$).

J_L :Perte de charge linéaire (m/m).

J_S : Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour les conduites en PEHD.

K_f :Coefficient de foisonnement il dépend de la nature de terrain.

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimal.

$K_{max,h}$: Coefficients de variation de consommation maximum horaire.

$K_{min,h}$: Coefficients de variation de consommation minimum horaire.

L_i : Longueur du tronçon considéré (m).

L : Longueur de la conduite (m).

m : coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien.

n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

N_i :Nombre de consommateurs.

N_B :Le nombre de boucles (mailles).

N_N :Le nombre de nœuds.

N_E :est le nombre d'équations formées à partir des deux lois (continuité et conservation de l'énergie).

PDC : pertes de charge.

$PEHD$: Polyéthylène haute densité.

P_n : La population à l'horizon d'étude.

P_0 : La population de l'année de référence.

$P\%$: Pourcentage de volume maximal journalier devant être stocké dans le réservoir.

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière [m^3/j].

$Q_{max,h}$:Débit maximal horaire en (m^3/h).

$Q_{min,h}$: Débit minimal horaire en (m^3/h).

$Q_{\max,j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.
 $Q_{\min,j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.
 $Q_{\text{majoré}}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j).
 Q_{sp} : Débit spécifique en ($l/s.ml$).
 Q_p : Débit de pointe en (l/s).
 Q_r : Débit en route (l/s).
 Q_{ni} : Débit nodal de nœuds concerné (l/s).
 Q_{conc} : Débit concentré au nœud en (l/s).
 R_e : Nombre de Reynolds.
 R^+ : Valeur maximale dans le réservoir (%).
 R^- : Valeur minimale dans le réservoir (%).
 R : Revanche en m (une épaisseur variante de 0,25 à 1m).
 S : Section du réservoir en (m^2).
 V_R : Volume de réservoir.
 V_u : Volume utile.
 V_t : Volume total.
 V_{inc} : Réserve d'incendie.
 V_n : Capacité normalisée du réservoir en (m^3).
 V : la vitesse de l'eau en (m/s).
 V_s : Volume de lit de sable.
 V_e : Volume d'enrobage.
 V_c : Volume de la conduite.
 V_r : Volume de remblai.
 V_{exc} : Volume d'excavation.
 ν : Viscosité cinématique de l'eau.
 ΔV_{min} : Surplus en (m^3).
 ΔV_{max} : Déficit en (m^3).
 ΔV_{inc} : Réserve d'incendie.
 λ : Coefficient de pertes de charge.
 τ : Taux d'accroissement démographique moyen de la population en %.
 β : est un coefficient qui dépend des unités de chaque paramètre de l'équation.



DEDICACE

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

POUR Mes Frères que dieu les garde pour nous

Mon binôme et sa famille.

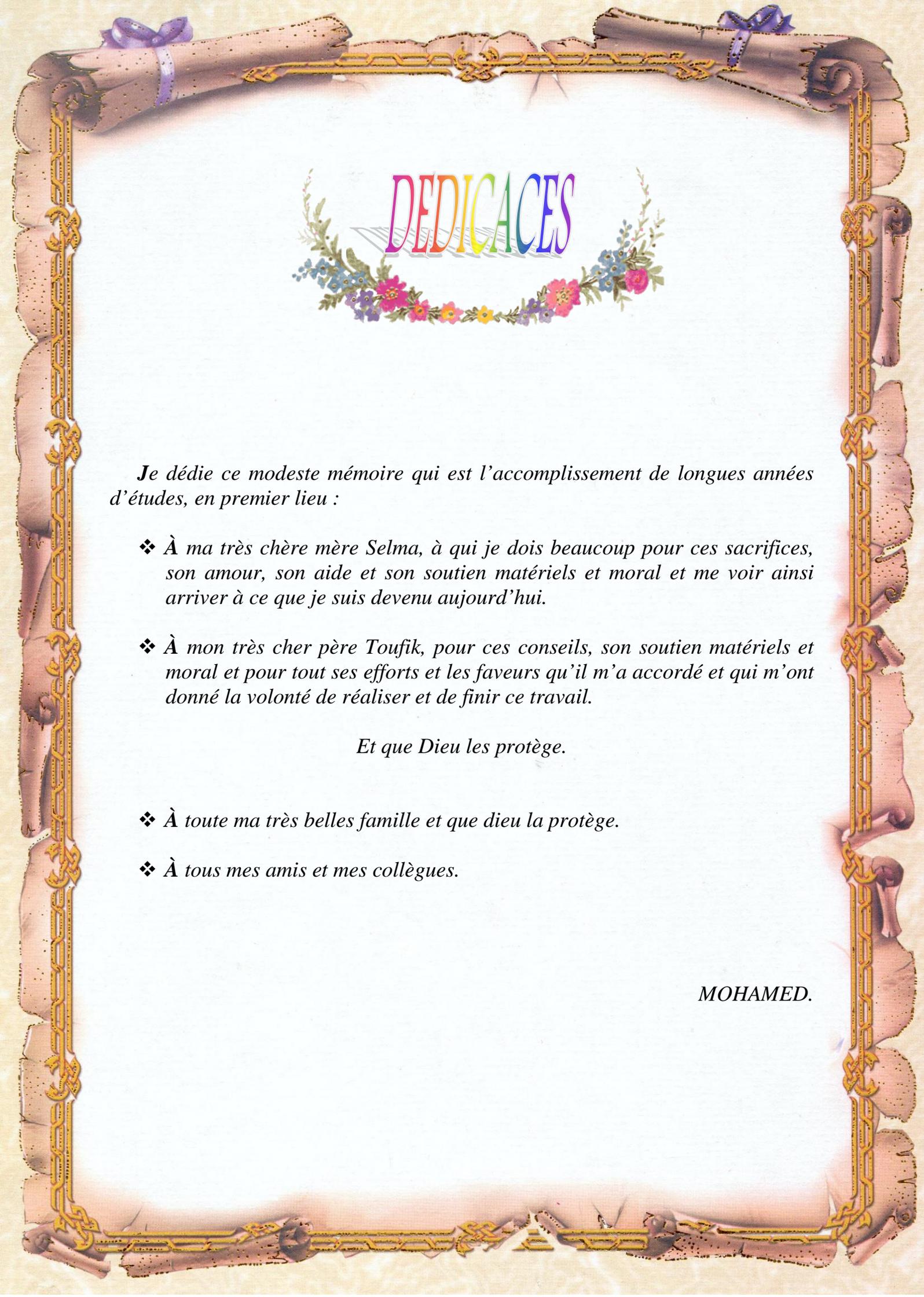
Tous mes amis sans exception et un grand dédicace pour

FARES, ZAKARIA, ABDOU, RIADH.

Toute les étudiants du département d'hydraulique Spécialement (DJALIL, RAOUF, KHALED, AHMED ET TOUTE LEUR FAMILLES...) .

Tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

RIADH



DEDICACES

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu :

- ❖ *À ma très chère mère Selma, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien matériels et moral et me voir ainsi arriver à ce que je suis devenu aujourd'hui.*
- ❖ *À mon très cher père Toufik, pour ces conseils, son soutien matériels et moral et pour tout ses efforts et les faveurs qu'il m'a accordé et qui m'ont donné la volonté de réaliser et de finir ce travail.*

Et que Dieu les protège.

- ❖ *À toute ma très belles famille et que dieu la protège.*
- ❖ *À tous mes amis et mes collègues.*

MOHAMED.



Remerciement

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et courage pour faire correctement ce modeste travail.

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de travail, en particulier :

Mr YAKOUBI MOHAMED, qui a bien voulu nous encadrer durant ce mémoire de fin d'études.

Nos plus vifs remerciements aux personnels de la direction de l'hydraulique de la wilaya de JIJEL qui nous ont accueillis dans leurs bureaux et de nous avoir guidé.

Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres de jury qui, malgré leurs occupations, ont bien voulu examiner et discuter notre travail.

A tous nous enseignants qui ont toujours répondues a nos questions.

Sans oublier nos chères familles et toutes nos amies.

Merci

Introduction générale

Depuis la nuit des temps, l'eau a toujours été à la base de toute vie sur terre. Elle constitue l'élément essentiel dans toutes les civilisations que l'humanité a connues. Donc il est indispensable que cette eau soit utilisée d'une manière équitable, rationnelle et économique.

Nous l'appelons aujourd'hui « l'or bleu », c'est un besoin fondamental, irremplaçable et chaque être humain a le droit à l'eau salubre. Mais pour près d'un milliard de personnes, cette promesse n'est pas encore tenue, ils vivent sans eau potable, la terre à une véritable crise d'eau. Parmi les pays qui sont touchés par cette problématique, l'Algérie ! Ses ressources conventionnelles en eau étaient insuffisantes pour subvenir aux besoins de la population, ce qui a incité les autorités à chercher d'autres ressources pour garantir l'alimentation en eau potable de la population.

La cité de DJEMAA BNI HBIBI a connu ces dernières années un accroissement démographique important. Cette situation a provoqué un manque accru en terme d'eau potable, et c'est dans ce contexte que s'inscrit notre projet de fin d'étude, qui consiste à l'étude du système d'alimentation en eau potable du village Djemaa Beni Hbibbi de la commune de El Ancer wilaya de Jijel.

L'objet de notre étude est de dimensionner un réseau d'alimentation en eau potable, afin de satisfaire les besoins en eau potable pour l'horizon projeté.

La présente étude s'articule sur cinq volets principaux :

- ❖ Nous débuterons notre travail par une présentation générale du site ainsi que les caractéristiques de la région. Ensuite nous procéderons à l'estimation de la population et des besoins en eaux aux divers horizons, et cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à l'horizon projeté.
- ❖ Le deuxième volet consiste à la vérification de la capacité du réservoir existant et de prévoir d'autres réservoirs en cas de déficit.
- ❖ Le troisième volet sera consacré au calcul du réseau et à la modélisation du système d'AEP sous les conditions actuelles et futures à l'aide du logiciel EPANET.
- ❖ Le quatrième volet, consiste à faire un devis estimatif et quantitatif pour notre projet.
- ❖ Dans le cinquième volet, nous allons parler sur la gestion technique et l'organisation d'un chantier afin d'avoir une bonne utilisation des moyens humains et matériels.

Introduction générale

- ❖ Le dernier volet, sera consacré à la phase de la réalisation du projet qui est dans la majorité des cas confiée à une entreprise spécialisée. Le financement est assuré par le maître d'ouvrage, les travaux doivent être établis conformément aux prescriptions contenues dans les normes de réalisation.

Nous allons terminer notre travail par une conclusion générale qui résume les problèmes rencontrés et les solutions préconisées.

Chapitre I : Présentation du site

I. Introduction:

Ce chapitre décrit en quelques pages la présentation du site d'étude des localités à approvisionner en eau ceci de différents points de vue à savoir : topographique, climatique, géologique, démographique et hydraulique.

I.2.présentation du site :

La commune de DJEMAA BNI HBIBI s'étend dans la partie Nord-est de la wilaya de JIJEL, entre:

- La commune de SIDI ABDELAZIZ au Nord et KHIRI OUED ADJOUL au Nord-est;
- La commune de BORDJ THAR au Sud-Ouest;
- La commune d'EL KENNAR à l'Ouest;
- La commune d'EL ANCER à l'Est.

Ce territoire couvre une superficie de **48 750** hectares, soit 2,03 % du territoire de la Wilaya de Jijel et regroupe une population estimée à 11 711 habitants lors du RGPH 2020, soit 2,3% de la population totale de la Wilaya et une densité moyenne de 299 habitants au Km² [1] .

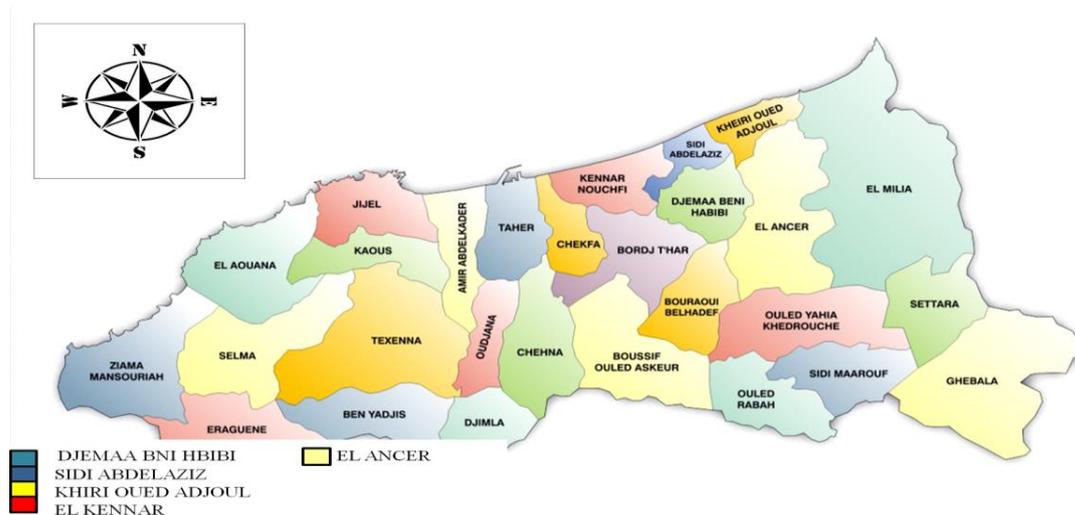


Figure (I.1) : localisation de la zone d'étude

I.3.La situation topographique :

Le relief de la commune est formé en grande majorité d'une chaîne de montagnes couvertes de forêts de chênes, pins, saules, ormes et d'oliviers, ces montagnes entourent quelques plaines étroites dont la plus importante est située à l'est (environ 800 hectares) [1] .

I.4.Climatologie:

La région de DJEMAA BENI HBIBI fait partie de la zone littorale, les vents sont généralement faibles à modérés, d'humidité relativement élevée. Cette zone est assez riche en ressources hydriques et soumise à des précipitations fréquentes particulièrement en saison hivernale, la neige ne fait que de rares apparitions sur les sommets élevés et les phénomènes de brouillard ou de gelée blanche sont rares, la gèle sporadique tombe entre octobre et mai [1].

I.4.1.Précipitation :

Elle tombe en moyenne un peu plus de 800 mm d'eau par an, ce qui représente une moyenne mensuelle de 67mm. Néanmoins, les saisons influent et corrigent quelque peu cette moyenne. Le mois le plus sec est juillet qui enregistre seulement 2,5 mm de précipitations. Novembre, décembre et janvier apparaissent comme les mois où les précipitations sont les plus importantes[1].

Tableau(I.1) :Précipitations mensuelles enregistrées à la station d'EL ACHOUAT

Mois	JAN.	FEV.	MARS.	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL.	AOÛT	SEPT	OCT.	NOV.	DEC.	TOTAL
PLUIES (mm)	115,9	91,9	58,7	74,3	42,5	13,8	2,5	4,9	50,2	72,2	109	136,9	772,8

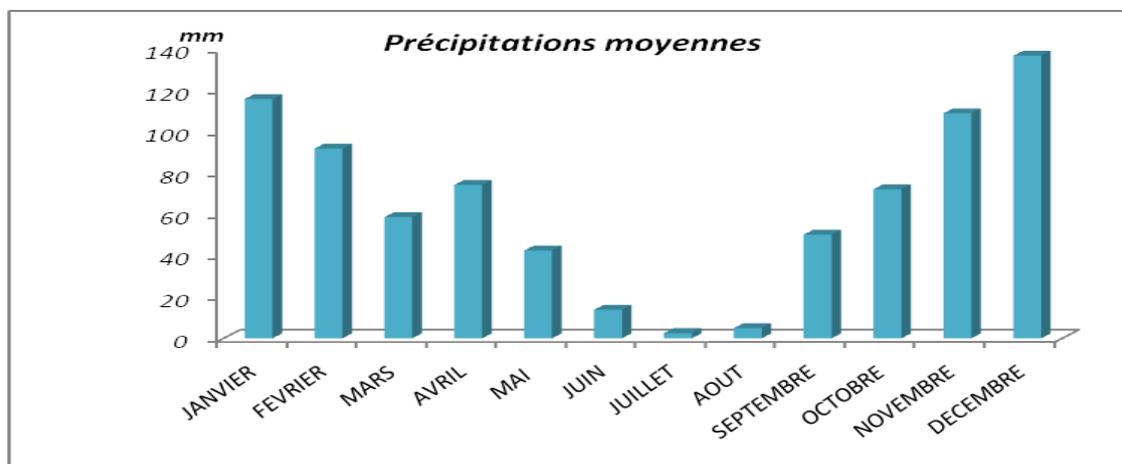


Figure (I.2):précipitations mensuelles enregistrées à la station d'EL ACHOUAT

I.4.2.Température :

En moyenne, la température relevée s'établit à 18°C avec une maximale de 22,1°C et une minimale de 13,5°C. La température réelle maximale intervient en août avec 30°C et la minimale en janvier-février avec 8°[1].

Tableau(I.2) :Variation des températures moyennes, maximales et minimales EN °C

MOIS	JAN.	FEV.	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL.	AOUT	SEPT.	OCT.	NOV.	DEC.	ANNEE
M	16	16	18	19	22	26	29	30	28	25	20	17	22,1
m	8	8	9	10	13	17	20	21	19	16	12	9	13,5
MOY.	12	12	13,5	14,5	17,5	21,5	24,5	25,5	23,5	20,5	16	13	18

I.5.Sismicité :

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante définies sur la carte des zones sismiques.

- Zone 0 : sismicité Négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II et IIb : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

La commune de DJEMAA BENI HBIBI qui appartient à la wilaya de Jijel est classée en zone I (sismicité faible) dans laquelle les règles parasismiques devront être appliquées lors de l'élaboration des projets de construction importants ou de grande envergure[1] .

I.6. La situation hydraulique actuelle :

Le réseau d'A.E.P de la ville de DJEMAA BENI HBIBI est un réseau vétuste et très détérioré. Il dispose De deux réservoirs d'une capacité de 500 m3, alimenté à partir du forage (oued Nil) ca capacité est de 35 l/s [2] .

I.7. Relief :

Le relief de la commune est formé en grande majorité d'une chaîne de montagnes couvertes de forêts de chênes, pins, saules, ormes et d'oliviers, ces montagnes entourent quelques plaines étroites dont la plus importante est située à l'est (environ 800 hectares).

Conclusion :

Notre zone d'étude est située au Nord-est de la wilaya de Jijel avec un climat de type méditerranéen. L'alimentation en eau potable de cette zone ce fait a partir d'un forage. Les deux réservoirs existants sont implantés sur le même site

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

II-1 Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, entreprises, commerce et utilisation publique,...etc) .Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

II-2 Estimation des besoins en eau :**II-2-1-Estimation de la population future :**

D'après l'APC de Djemaa BENI HBIBI, la population du périmètre étudié (DJEMAA BNI HBIBI centre) était de 11711 habitants.

L'évolution démographique de la population, se calcule par la formule des intérêts composés suivante :

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

Avec :

- P : population à l'horizon d'étude (2050) ;
- P_0 : population actuelle (2020) ;
- n : nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude 30 ans;
- T : taux d'accroissement démographique moyen pris égale à 2% [1].

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

Tableau (II.1) : Estimation de la population future

Agglomération	Taux d'accroissement moyen (%)	Population actuel $P_0(2020)$	Population futur (2035)	Population futur (2050)
DJEMAA CENTRE	2	11711	15762	21213

II-2-2 Estimation des besoins domestiques:

C'est la quantité d'eau utilisée par les consommateurs dans leurs résidences pour les différents usages comme la lessive, la cuisine, l'hygiène,...etc. Ils sont estimés selon la population et avec une dotation unitaire qui dépend généralement de l'agglomération et de son niveau de vie.

Pour pouvoir calculer ces besoins il faut choisir une norme fixée, cette norme est dite la dotation unitaire, c'est le rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...etc.), attribuée à chaque habitant. [3]

Les dotations utilisées dans cette étude sont :

- zone éparses : 60 - 100 l/j/hab.
- zones urbaines : 150 - 180 l/j/hab.

II-2-3 Consommation moyenne journalière :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération. Pour notre étude, il est nécessaire de se pencher sur les différents paramètres de besoins, tel que les besoins : scolaires, sanitaires, socioculturels, administratifs, commerciaux, industriels, cheptels.

II-2-3-1 Consommation moyenne journalière de la population :

Selon **Dupont A. (1979/1981)** pour un effectif « N_C » de consommateurs doté par la norme « D » en (l/s), la consommation moyenne journalière est :

$$Q_{moyj} = \frac{D \times N_C}{1000}$$

Avec :

- Q_{moyj} : débit moyen journalier m^3/j ;
- D : dotation moyenne journalière l/j/hab ;
- N_C : nombre de consommateurs.

Les besoins en eau sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau (II.2) Détermination des besoins domestique.

Agglomération	Population(hab)		Dotation (L/J/Hab)		Débit moyen journalier (m^3/j)	
	2020	2050	2020	2050	2020	2050
DJEMAA CENTRE	11711	21213	150	200	1756,65	4242,6

II-2-3-2 Consommation moyenne journalière des équipements :

Les besoins des différents équipements (scolaires, sanitaires, socioculturels, administratifs commerciaux, industriels et cheptels) recueillis au niveau des différentes localités concernées par la présente étude sont estimés par deux méthodes [3] :

Soit par le nombre d'occupation :

nous utilisons l'expression suivante :

$$Be = No \times D$$

Avec :

- Be : Besoin en eau (m^3/j) ;
- No : nombre d'occupants de l'équipement ;
- D : dotation de la consommation (l/j/occupant).

Ou bien par la surface du planché:

Le calcul se fait moyennement :

$$Be = S \times Ds$$

Avec :

- **Be** : Besoin en eau (m³/j).
- **S** : Surface du planché de l'équipement.
- **Ds** : Dotation (l/j/m²).

II-2-3-2-1 Besoins scolaires :*Tableau (II.3) : Détermination des besoins scolaires.*

Agglomération	Etablissement	Effectif	Dotation (l/j/élève)	Besoin en eau (m ³ /j)
DJEMAA CENTRE	Crèche (2)	118	15	1,77
	Primaire(4)	672		10,08
	Secondaire(2)	620		9,3
	Lycée(1)	692		10,38
Total				31,53

II-2-3-2-2 Besoins sanitaires:*Tableau (II.4) Détermination des besoins sanitaires.*

Agglomération	Établissement	Nombre	Dotation (l/j/établissement)	Besoin en eau (m ³ /j)
DJEMAA CENTRE	Pharmacie	(6)	200	1,2
	Centre de santé	(1)	500	0,5
	Labo d'analyse	(4)	1000	4
Total				5,7

II-2-3-2-3 Besoins socioculturels:*Tableau (II.5) Détermination des besoins socioculturels.*

Agglomération	Établissement	Effectif	Dotation (l/j/eff)	Besoin en eau (m ³ /j)
DJEMAA CENTRE	Centre culturel(1)	150	20	3
	Bibliothèque(1)	120	15	1,8
	Mosquée(3)	2082	15	31,23
	Stade(1)	200	20	4
Total				40,03

II-2-3-2-4 Besoins administratifs:*Tableau (II.6) Détermination des besoins*

Agglomération	Etablissement	Nombre	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoin en eau (m ³ /j)
DJEMAA CENTRE	Garde communal	(1)	200	15	3
	Poste	(1)	150	15	2,25
	APC	(1)	219	15	3,285
Total					8,535

II-2-3-2-5 Besoins commerciaux :*Tableau (II.7) Détermination des besoins commerciaux.*

Agglomération	Etablissement	Nombre	Dotation (l/j/établissement)	Besoin en eau (m ³ /j)
DJEMAA CENTRE	Café	(11)	1200	13,2
	Alimentation	(67)	200	13,4
	Boulangerie et pâtisserie	(12)	500	6
	Boucherie	(8)	500	4
	Restaurant	(15)	1200	18
	Librairie	(10)	200	2
Total				43,4

II-2-3-2-6 Besoins industriels:*Tableau (II.8) Détermination des besoins industriels*

Villes	Etablissement	Nombre	Dotation (l/j)	Besoins en eau (m ³ /j)
DJEMAA CENTRE	Huileries	2	1500	3

II-2-3-2-7 Besoins des cheptels:*Tableau (II.9) Détermination des besoins des cheptels.*

Villes	Cheptels	Nombre	Dotation (l/j)	Besoins en eau (m ³ /j)
DJEMAA CENTRE	Vache	1150 têtes	100	115
	Ovins	540 têtes	10	5.4
	Caprins	345 têtes	10	3.45
	Cheval	3 têtes	15	0.045
Total				124

II-2-3-3 Consommation moyenne journalière totale :

La consommation moyenne journalière est définie comme étant la somme des différentes consommations de l'agglomération.

Tableau (II.10) Récapitulatif des besoins moyens journaliers.

Villes	Catégorie des besoins	Besoins en eau actuels 2020 (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2050 (m ³ /j)
DJEMAA CENTRE	Domestique	1756,65	4242,6
	Scolaire	31,53	31,53
	Sanitaire	5,7	5,7
	Socioculturel	40,03	40,03
	Administratifs	8,535	8,535
	Commerciaux	43,4	43,4
	Industriel	3	3
	Cheptels	124	124
Total		2012,845	4498,795

II-2-4 Majoration de la consommation moyenne journalière :**Introduction:**

Pour éviter l'insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins total journaliers. Cela pour combler les fuites qui sont dues essentiellement: [4]

- à la consommation non quantifiée (illégal) ;
- aux fuites chez le consommateur (robinets).
- aux fuites dans le système de distribution qui sont fonction du type de tuyau, du vieillissement du réseau, la nature du terrain et la qualité d'entretien.

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

$$Q_{moy\ j\ maj} = K_f \times Q_{moy\ j}$$

Avec :

- $Q_{moy\ j\ maj}$: Débit moyen majoré (m^3/j);
- K_f : Coefficient de majoration;
- $Q_{moy\ j}$: Débit moyen journalier (m^3/j).

Tableau (II.11): Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future.

Villes	Besoins actuels 2020 (m^3/j)	Besoins actuels 2020 majorés (m^3/j)	Besoins futurs 2050 (m^3/j)	Besoins futurs 2050 majorés (m^3/j)
DJEMAA CENTRE	2012,845	2415,414	4498,795	5398,554

A l'horizon 2050 la consommation moyenne journalière de la ville s'élèvera à **5398,554 m^3/j** soit un débit de **62,5l/s**.

II-2-5 Caractéristiques de la consommation :**II-2-5-1 Etude des variations des débits :**

Au sein d'une agglomération la consommation d'eau varie dans le temps. Cette variation peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle ou annuelle et dépend du mode de vie de la population. Par ailleurs, il faut noter que l'existence des fuites et de gaspillage occasionnée au niveau du réseau en fonction de l'état de ce dernier est liée à tous ces facteurs. Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficients d'irrégularité [5].

II-2-5-2 Variation de la consommation journalière :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération. Il est utile pour le fonctionnement du système, et leur dimensionnement [6].

Coefficient d'irrégularité journalier maximal

Il est défini comme étant le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière [7].

$$K_{max j} = \frac{Q_{max j}}{Q_{moy j}}$$

$$K_{max j} = 1,1 \text{ à } 1,3$$

Avec :

- $Q_{max j}$: débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{moy j}$: débit moyen journalier (m^3/j) ;
- $K_{max j}$: coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1.1 et 1.3. Il est pris égal à 1.2 Dans notre cas.

Coefficient d'irrégularité journalier minimal

Il est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière. Il permet de connaître le débit minimal journalier, en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération. Il varie entre 0.7 et 0.9 [5].

Donc :

$$K_{min j} = \frac{Q_{min j}}{Q_{moy j}}$$

Avec :

- $Q_{min j}$: débit minimum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{moy j}$: débit moyen journalier (m^3/j) ;
- $K_{min j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9.

II-2-5-3 Variation de la consommation maximale journalière

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante [3] :

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

Avec :

- $Q_{max j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{moy j maj}$: Débit moyen majoré (m^3/j) ;
- $K_{max j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1.1 et 1.3. Il est pris égal à 1.2 dans notre cas.

En récapitulation, les besoins maximaux journaliers sont représentés dans le tableau (II-12) ci-après :

Tableau II-12 Consommation maximale journalière.

Villes	Besoin majoré (m^3/j)		$K_{max j}$	Débit maximum journalier (m^3/j)	
	2020	2050		2020	2050
DJEMAA CENTRE	2415,414	5398,554	1,2	2898,4968	6478,2648

II-2-5-4 Variation de la consommation minimale journalière :

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il sera déterminé en affectant le débit moyen journalier ($Q_{moy,j}$) d'un coefficient d'irrégularité $K_{min,j}$ qui varie entre 0.7 et 0.9 [3].

Pour les villes de faible densité d'habitant, il est estimé à 0.8.

D'où :

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

Avec :

- **$Q_{min j}$** : consommation minimale journalière qui correspond à la journée la moins chargée de l'année (m^3/j) ;
- **$Q_{moy j}$** : débit moyen journalier (m^3/j) ;
- **$K_{min j}$** : coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9 ;

Il est pris égal à 0.8 dans notre cas

En récapitulation, les besoins minimaux journaliers sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (II-13) : Consommation minimale journalière.

Villes	Besoin majoré (m^3/j)		$K_{min j}$	Débit minimum journalier (m^3/j)	
	2020	2050		2020	2050
DJEMAA CENTRE	2415,414	5398,554	0,8	1932,3312	4318,8432

II-2-5-5 Variation de la consommation horaire :

Le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre. La somme de ces volumes d'eau horaires nous informe sur la consommation maximale journalière. Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisées par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{max,h}$, $K_{min,h}$) [3].

II-2-5-5-1 Débit maximum horaire

Le débit maximum horaire correspond au coefficient maximum horaire. Il peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération, à savoir α_{max} et β_{max} [3].

La détermination de la consommation maximale horaire est exprimée par la formule :

$$Q_{max h} = K_{max h} \times Q_{max j} / 24$$

Où :

- **$Q_{max h}$** : Débit maximum horaire (m^3/h) ;
- **$Q_{max j}$** : Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- **$K_{max h}$** : Coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$K_{max h} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

Avec :

- α_{max} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements l'agglomération qui est compris entre 1.2 et 1.4 (nous prenons $\alpha_{max}=1.3$).
- β_{max} : Coefficient en fonction de la taille d'agglomération.

Les valeurs du coefficient $K_{max h}$ sont données dans l'annexe (1).

Les valeurs de β_{max} sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau (II-14) suivant :

Tableau (II-14) : Valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitant.

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

Le nombre d'habitants total de la ville est de 21213 à l'horizon de 2050. Pour cela le coefficient β_{max} nécessaire est de :

Pour 20000 habitant ;

$$\beta_{max 1} = 1.2$$

Pour 30000 habitant;

$$\beta_{max 2} = 1.15$$

Pour 21213 habitant ;

$$\beta_{max} = ?$$

$$\beta_{max} = \frac{(\beta_{max} 1) \times (P - P2) + (P1 - P) \times (\beta_{max} 2)}{(P1 - P2)}$$

$$\beta_{max} = \frac{1.2 \times (21213 - 30000) + (20000 - 21213) \times 1.15}{20000 - 30000}$$

Donc $\beta_{max} = 1.19$

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de β_{max} , $K_{max h}$ et $Q_{max h}$ mentionnées au tableau suivant :

Tableau (II-15) : Détermination des valeurs de β_{max} , $K_{max h}$ et $Q_{max h}$.

Villes	Nombre d'habitant	α_{max}	β_{max}	$K_{max h}$	$Q_{moy h}$ (m ³ /h)	$Q_{max h}$ (m ³ /h)
DJEMAA BNI HBIBI	21213	1.3	1.19	1.547	269.92	417.578

Nous prenons $K_{max h}=1.5$, nous choisissons le type de régime de consommation de notre agglomération d'après les résultats expérimentant présents sous forme de tableau (voir annexe1).

II-2-5-5-2 Débit minimum horaire:

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire. Il est exprimé par la formule suivante [3] :

$$K_{min h} = \alpha_{min} \times \beta_{min}$$

Avec :

- α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du Régime de travail, il varie de 0.4 à 0.6. Pour Notre cas on prend $\alpha_{min} = 0.5$;
- β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

La détermination de la consommation minimale horaire est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{min h} = K_{min h} \times \frac{Q_{max j}}{24}$$

Avec:

- $Q_{min h}$: Débit minimum horaire (m³/h) ;
- $Q_{max j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ;
- $K_{min h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

Les valeurs de β_{min} sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau suivant :

Tableau (II-16) : Valeurs de β_{min} en fonction du nombre d'habitant.

Nombre d'habitants*1000	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	1000
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1

Le nombre d'habitants total des deux villes est de 12928 à l'horizon de 2049. De ce fait le coefficient β_{min} nécessaire est de :

Pour 20000 habitant ; $\beta_{min 1} = 0.5$

Pour 30000 habitant ; $\beta_{min 2} = 0.6$

Pour 21213 habitant ; $\beta_{min} = ?$

$$\beta_{max} = \frac{(\beta(min)1 \times (P-P2) + (P1-P) \times \beta(min)2)}{(P1-P2)}$$

$$\beta_{min} = \frac{0.5 \times (21213 - 30000) + 0.6 \times (20000 - 21213)}{20000 - 30000}$$

Donc $\beta_{min} = 0.512$

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de β_{min} , $K_{min h}$ et $Q_{min h}$ mentionnées au tableau suivant :

Tableau (II.17): Détermination des valeurs de β_{min} , $K_{min h}$ et $Q_{min h}$

Villes	Nombre d'habitant	α_{min}	β_{min}	$K_{min h}$	$Q_{moy h}$ (m ³ /h)	$Q_{min h}$ (m ³ /h)
DJEMAA BNI HBIBI	21213	0.5	0.512	0.256	269.92	69.099

II-2-5-5-3-Variation des débits horaires :

Nous obtenons la répartition de $Q_{Max j}$ sur les 24 heures. Alors[7]:

$$Q_h = P\% \times Q_{Max j}$$

Avec :

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

Tableau (II-18) : Répartition de la consommation horaire pour la ville.

Heures	Consommation total $Q_{max j} = 6478.2648 m^3/j$	
	Coefficients de consommation (%)	Consommation (m^3/h)
0-1	1.5	97.17
1-2	1.5	97.17
2-3	1.5	97.17
3-4	1.5	97.17
4-5	2.5	161.956
5-6	3.5	226.73
6-7	4.5	291.52
7-8	5.5	356.3
8-9	6.25	404.89
9-10	6.25	404.89
10-11	6.25	404.89
11-12	6.25	404.89
12-13	5	323.91
13-14	5	323.91
14-15	5.50	356.3
15-16	6	388.69
16-17	6	388.69
17-18	5.5	356.3
18-19	5	323.91
19-20	4.5	291.52
20-21	4	259.13
21-22	3	194.34
22-23	2	129.565
23-24	1.5	97.17
Total	100 %	6478.2

Le débit maximum horaire de pointe pour la ville est de **404.89 m^3/h** et survient entre **8h** et **12h**.

II-3 Conclusion:

Ce chapitre nous a permis d'estimer les différents besoins de la ville de DJEMAA BNI HBIBI. En effet, en intégrant toutes les catégories de consommation, le total des besoins en eau à l'horizon 2050 est évalué à 6478.2648 m³ /j soit 1/s. Les résultats obtenus nous permettront par la suite d'évaluer les capacités optimales des réservoirs, garantir le bon fonctionnement du système tout en assurant aux habitants des quantités d'eau suffisantes.

Chapitre III : Réservoirs

III-1 introduction

Très souvent, l'installation d'adduction et de distributions d'eau comporte des réservoirs. Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage hydraulique de stockage d'eau ; soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à l'usage industriel. Il a pour fonction essentiel la régulation entre le débit consommé et celui approvisionné.

Donc dans ce chapitre on abordera une étude des ouvrages et de la capacité de stockage nécessaire pour l'agglomération concernée.

III-2 Rôle des réservoirs :

Les réservoirs d'eau potable présentent plusieurs avantages tels que : [8]

- Rôles de régulateur et accumulateur : dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé, il permet aussi d'emmagasiner l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage et assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Augmentation des pressions : il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre, le réservoir est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.
- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage : le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie.
- Utilité pour briser la charge : si le terrain présente un relief très accidenté en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles.
- Stockage de la réserve d'incendie ,on peut avoir deux cas :
 - Un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de la réalisation de cette variante.
 - La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

III-3 L'emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre ; pour cela nous sommes à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- ❖ Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une Distribution gravitaire; la cote du radier doit être supérieure à la cote . Piézométrie maximal dans le réseau.
- ❖ Pour des raisons économiques ; il est préférable que remplissage se fait gravitaire, ce qui implique qu'on puisse le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- ❖ L'implantation doit se faire aussi de préférence ; à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.

- ❖ La présence des reliefs dans la région peut faciliter l'implantation d'un réservoir, qui sera toujours plus économique (réservoir semi enterré mieux qu'un château d'eau).
- ❖ La nature du sol joue un rôle important dans le choix de l'emplacement d'un réservoir. Il est indispensable, en effet, d'établir un réservoir sur un sol parfaitement résistant.
- ❖ Il est avantageux qu'un réservoir soit établi le plus près possible de l'agglomération[8].

III-4 Classification des réservoirs : [9]

III-4-1 Classification selon le matériau de construction :

D'après la nature des matériaux, nous pouvons distingues les réservoirs :

- Métalliques ;
- En maçonnerie ;
- En béton (armé, ordinaire ou précontraint).

III-4-2 Classification selon la situation des lieux :

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol nous pouvons distingues les réservoirs :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés.

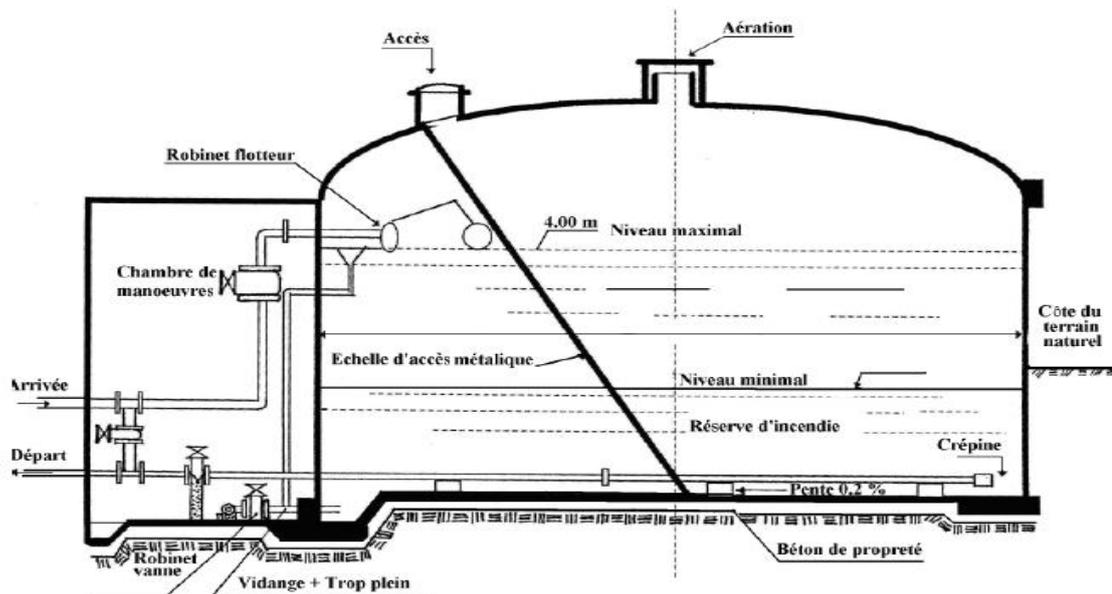
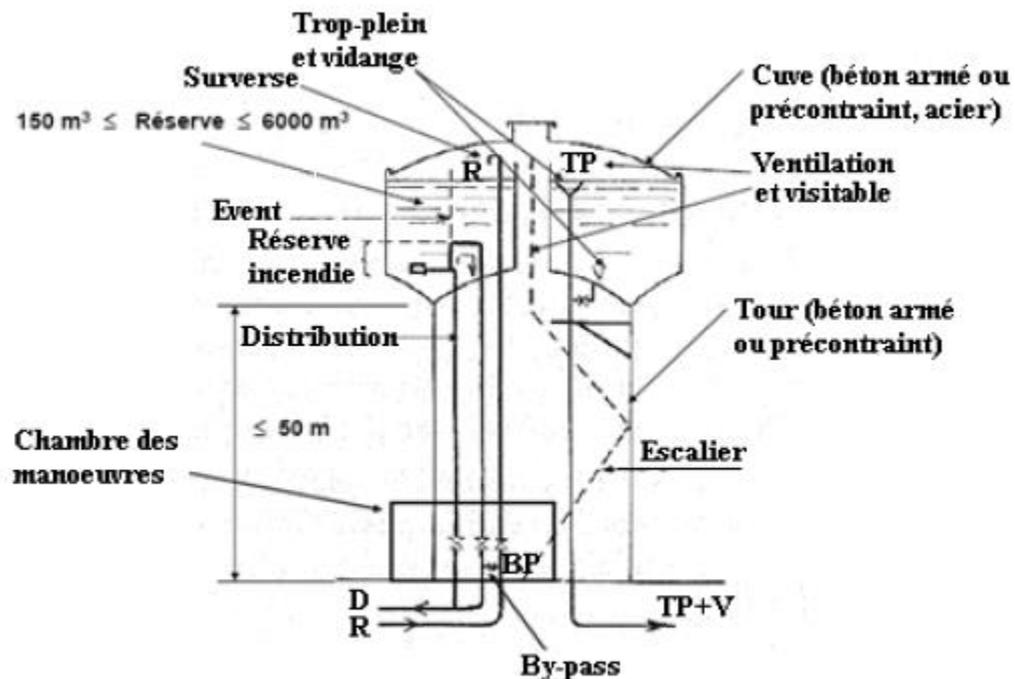


Figure (III.1) : réservoir Semi-enterré cylindrique



Figure(III.2) : réservoir surélevé

III-4-3 Classification selon la forme géométrique :

Généalement on peut trouver dans la pratique deux formes usuelles des réservoirs :

- Circulaire ;
- Rectangulaires ;
- De forme quelconque (sphérique, conique.....).

III-4-4 Classification selon l'utilisation :

Vu les différentes utilisations des réservoirs, on peut les classer en :

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

III-5 Vérification de la capacité du réservoir existant à l'horizon:

III-5-1 Méthode graphique :

Cette méthode tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir de coefficients de variation horaires de la consommation, et la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage (baissée sur le traçage des courbes de la consommation et l'apport de la station de pompage), en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier[10].

Donc :

$$V_R = \Delta V_{max} + \Delta V_{min} + \Delta V_{inc}$$

Avec :

V_R : Volume de réservoir,

ΔV_{min} : Surplus en (m^3);

ΔV_{max} : Déficit en (m^3);

ΔV_{inc} : Réserve d'incendie, ($V_{inc} = 120 m^3$).

III-5-2 Méthode analytique :

La méthode analytique se base sur le régime de la consommation tout au long de la journée et le temps du fonctionnement de la pompe, le volume utile V_u est déterminé par la formule suivante :

$$V_u = \frac{Q_{max.j}}{100} \times P_{\%}$$

Avec :

V_u : Volume utile ;

$Q_{max.j}$: Débit maximum journalier

$P_{\%}$: Pourcentage de volume maximal journalier devant être stocké dans le réservoir.

III-5-2-1 Détermination de la valeur de(p) :

- Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{max.h}$ qui correspondent à chaque population desservie (chapitre II).
- Le tableau de distribution du débit journalier nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 heures.
- On répartit le débit de pompage qui se fait sur 20 heures tout au long du jour.
- On détermine la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation. Cette différence est reportée dans une colonne des surplus et des déficits selon son signe.
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la somme entre la valeur maximale et la valeur minimale, en valeur absolue, sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{\%} = |R^+| + |R^-|$$

Avec :

R^+ : Valeur maximale dans le réservoir (%);

R^- : Valeur minimale dans le réservoir (%).

III-6 Volume total du réservoir :

Il est déterminé par la formule suivante :

$$V_t = V_u + V_{inc}$$

Avec :

V_t : Volume total.

V_u : Volume utile,

III-7 Détermination de la capacité de réservoir :**III-7-1 la méthode analytique :**

Ce réservoir assure la distribution vers le village de DJEMAA BNI HBIBI pour un pompage d'une durée de 20 heures (1h-18h/22h-24h). Le nombre d'habitant de l'agglomération est de:21213 habitants et la consommation maximale journalière est de: 6478,26 m³/j, donc on aura :

Tableau (III.1):Détermination de la capacité du réservoir

	Apports	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
Heurs	%				
0--01	5	1,5	3,5		3,5
01--02	5	1,5	3,5		7
02--03	5	1,5	3,5		10,5
03--04	5	1,5	3,5		14
04--05	5	2,5	2,5		16,5
05--06	5	3,5	1,5		18
06--07	5	4,5	0,5		18,5
07--08	5	5,5		-0,5	18
08--09	5	6,25		-1,25	16,75
09--10	5	6,25		-1,25	15,5
10--11	5	6,25		-1,25	14,25
11--12	5	6,25		-1,25	13
12--13	5	5		0	13
13--14	5	5		0	13
14--15	5	5,5		-0,5	12,5
15--16	5	6		-1	11,5
16--17	5	6		-1	10,5
17-18	5	5,5		-0,5	10
18-19	0	5		-5	5
19-20	0	4,5		-4,5	0,5
20-21	0	4		-4	-3,5
21-22	0	3		-3	-6,5
22-23	5	2	3		-3,5
23-24	5	1,5	3,5		0
Total	100	100			

Les résultats calculés dans le tableau (III.1) ci-dessus sont représentés dans la figure (III.3) :

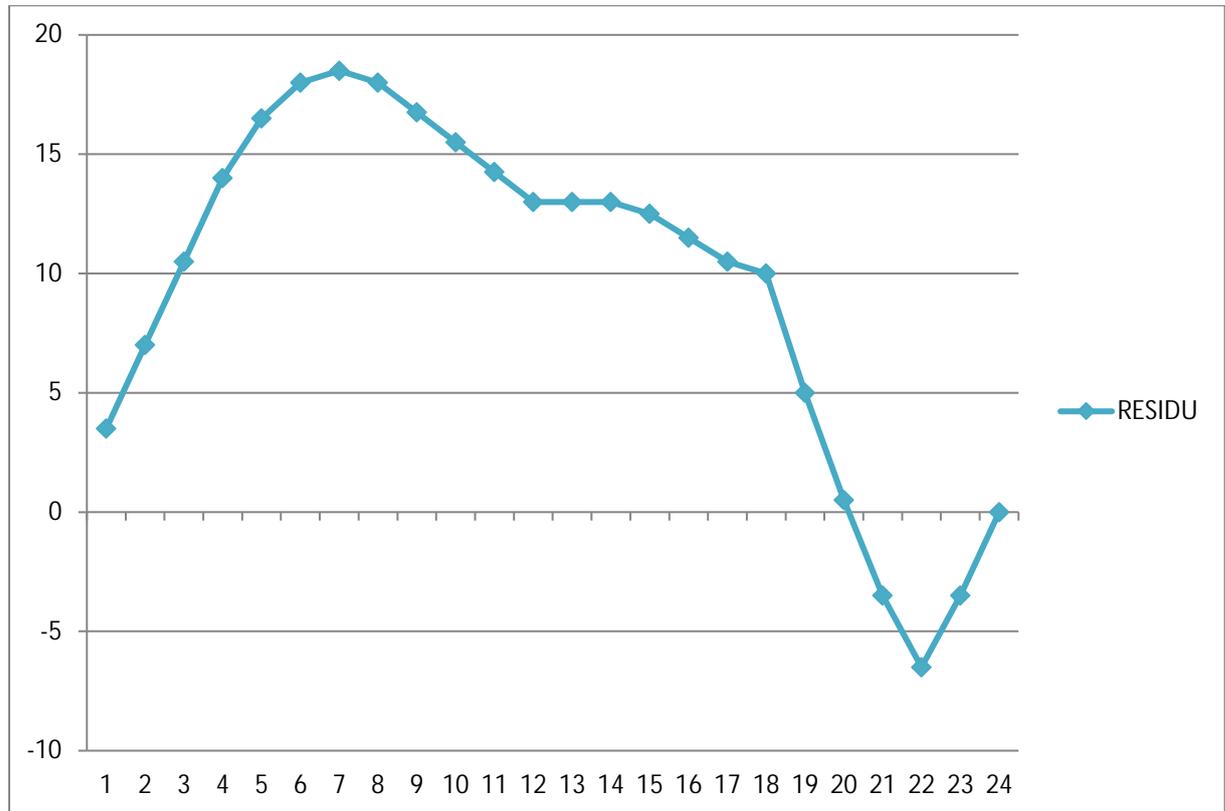


Figure (III.3): l'évaluation de résidu en fonction de temps.

D'après le tableau (III.1), le volume utile du réservoir est de :

$$P_{\%} = |18.5| + |-6.5| = \%25$$

$$V_u = \frac{Q_{max,j}}{100} p_{\%} = (6478.2648 * 25) / 100$$

$$V_u = 1619.5662 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1619.5662 + 120 = 1739.57 \text{ m}^3$$

III-7-2 Méthode graphique :

Le tableau (III.2) ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir par la méthode graphique pour un pompage d'une durée de 22 heures (3h-24h).

Heurs	Apport %	Apport cumulé %	Distribution %	Distribution cumulé %	La différence entre les cumules
00--01	5	5	1,5	1,5	3,5
01--02	5	10	1,5	3	7
02--03	5	15	1,5	4,5	10,5
03--04	5	20	1,5	6	14
04--05	5	25	2,5	8,5	16,5
05--06	5	30	3,5	12	18
06--07	5	35	4,5	16,5	18,5
07--08	5	40	5,5	22	18
08--09	5	45	6,25	28,25	16,75
09--10	5	50	6,25	34,5	15,5
10--11	5	55	6,25	40,75	14,25
11--12	5	60	6,25	47	13
12--13	5	65	5	52	13
13--14	5	70	5	57	13
14--15	5	75	5,5	62,5	12,5
15--16	5	80	6	68,5	11,5
16--17	5	85	6	74,5	10,5
17--18	5	90	5,5	80	10
18--19	0	90	5	85	5
19--20	0	90	4,5	89,5	0,5
20--21	0	90	4	93,5	-3,5
21--22	0	90	3	96,5	-6,5
22--23	5	95	2	98,5	-3,5
23--24	5	100	1,5	100	0
Totaux	100	/	100	/	/

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

A partir de tableau (II.2) nous avons tracé la courbé présentée dans la figure (II.9) suivante :

A partir de tableau (III.2) nous avons tracé la courbé présentée dans la figure (III.4) suivante :

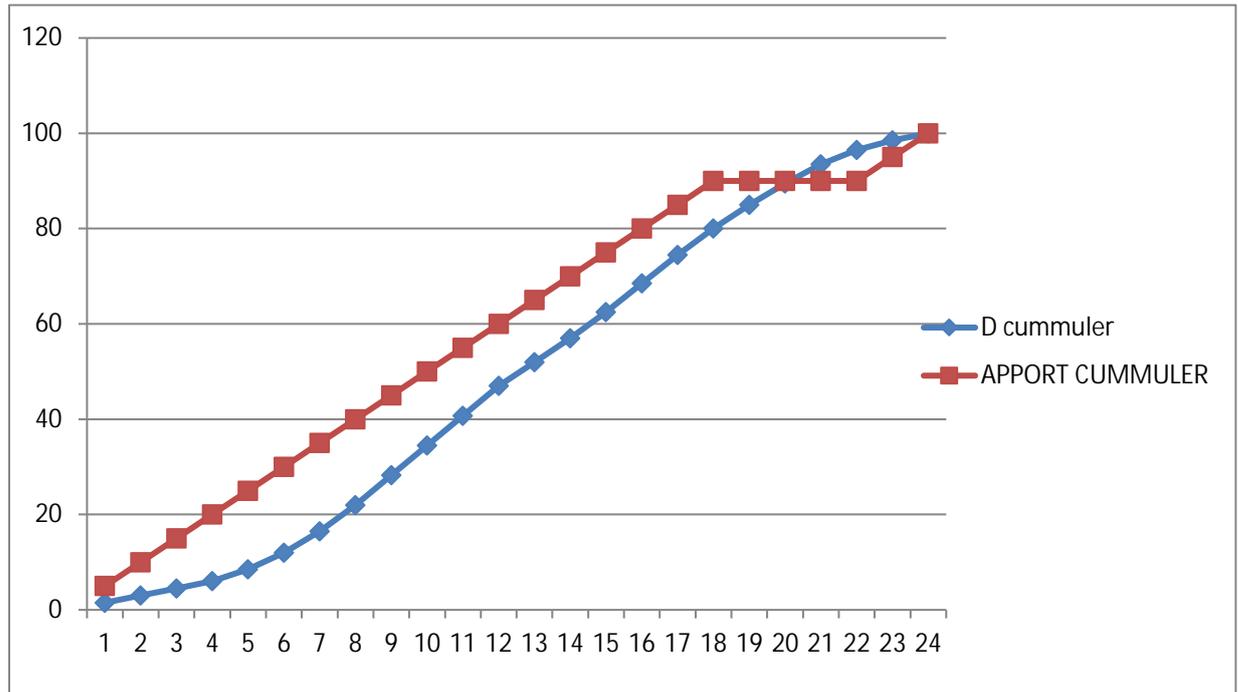


Figure (III.4): Capacité du réservoir par la méthode graphique.

Nous déterminons $P_{(\%)}$ à partir de la courbe (III.4) :

$$P_{(\%)} = |V^-| + |V^+|$$

$$P_{(\%)} = |18.5| + |-6.5|$$

$$P_{(\%)} = 25$$

D'où

$$V_u = \frac{25 \times 6478.26}{100}$$

$$V_u = 1619.57 \text{ m}^3$$

Par conséquent la capacité totale du réservoir est :

$$V_u = 1619.57 + 120 = 1739.57 \text{ m}^3$$

III-8 Equipements des réservoirs :

III-8-1 Equipements hydrauliques des réservoirs :

III-8-1-1 Conduite d'adduction ou d'arrivée :

L'arrivée de l'eau dans un réservoir peut être placée soit à son fond soit à la partie supérieure ou même déversée au-dessus de la surface libre dans celui-ci.

La conduite est munie d'un flotteur à son arrivée, afin d'arrêter la pompe dans le cas de l'adduction par refoulement, où il ferme le robinet dans le cas l'adduction gravitaire.

- **Par le haut** : soit avec chute libre ou en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée. Le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.
- **Par le bas** : soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier . [11]

Le schéma de la conduite d'adduction est représenté dans la figure (III.5) ci-dessous :

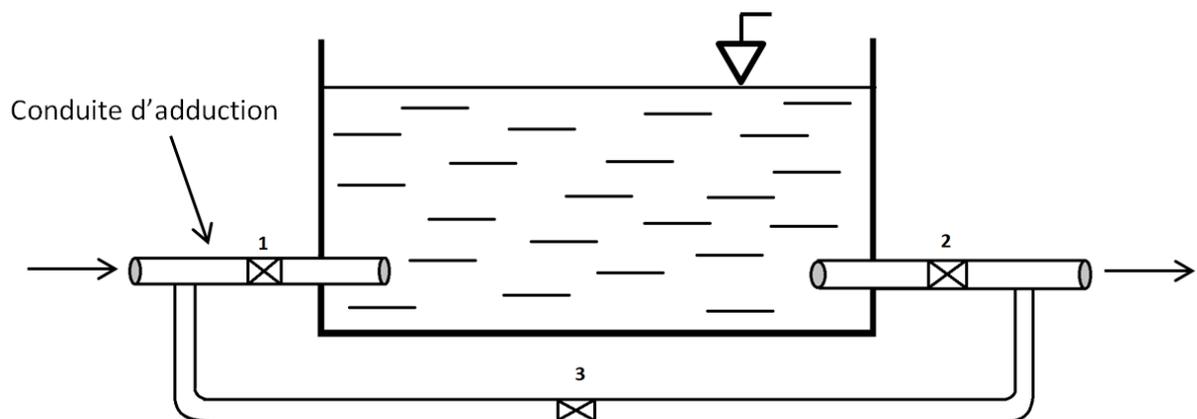


Figure (III.5) : conduite d'adduction

III-8-1-2 Conduite de distribution ou de départ :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier et cela pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables décantés. La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine afin d'éviter la pénétration des dépôts dans la conduite. Pour éviter la pénétration d'air en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, nous réservons un minimum de 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident, un robinet vanne est installé sur le départ de la conduite . [11]

La conduite de distribution est représentée dans la figure (III.6) ci-après :

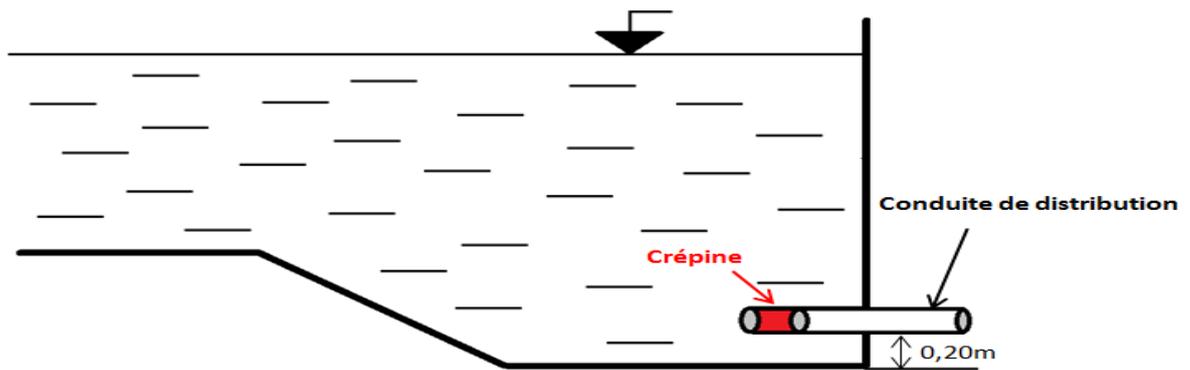


Figure (III.6): Conduite de distribution

III-8-1-3 Conduite de trop-plein :

C'est une conduite qui assure l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lors de l'atteinte d'un niveau maximal dans le réservoir. Cette conduite ne doit pas comporter de robinet sur son parcours et son extrémité doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve . [11]

Le schéma de la conduite de trop-plein est représenté dans la figure (III.7) suivante :

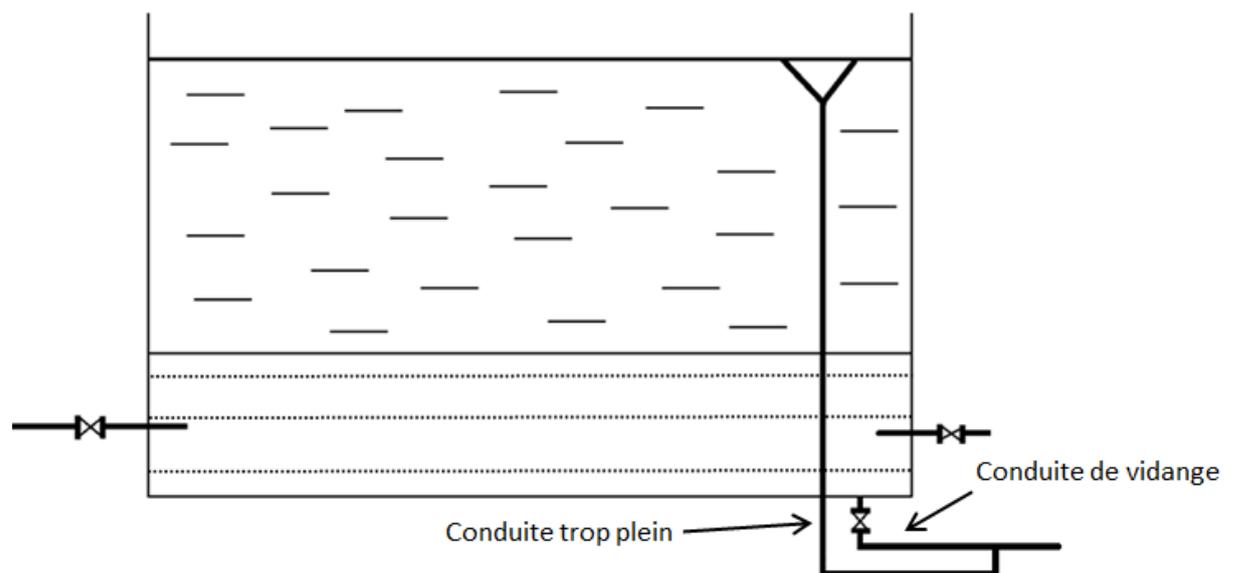


Figure (III.7) : Conduite de trop-plein

III-8-1-4 Conduite de vidange :

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa réparation. A cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein, et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière . [11]

III-8-1-5 Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas des travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de distribution . [11]

La communication entre ces deux conduites en marche normale :

- Les vannes (1) et (2) sont ouvertes, et la vanne (3) est fermée ;
- En by-pass, on ferme (1) et (2) et on ouvre (3).

Le schéma de la conduite by-pass est représenté dans la figure (III.8) suivante :

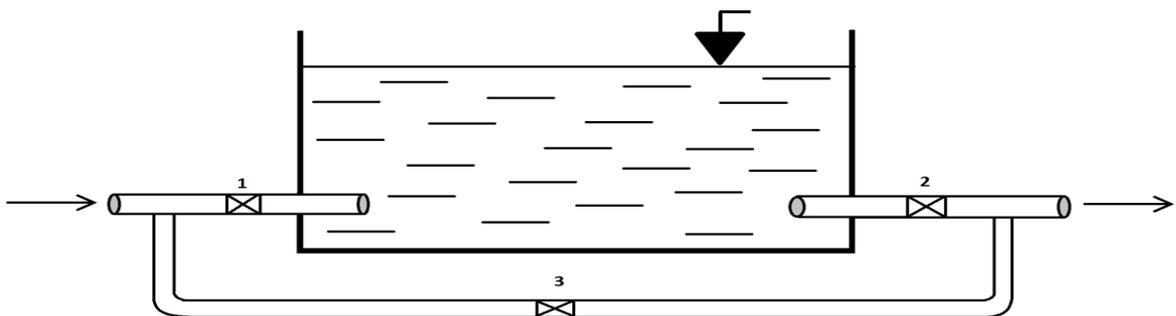


Figure (III-8): Conduite de by-pass

III-8-1-6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels sinistres (incendies).

Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution nous adopterons un dispositif qui est schématisé dans la figure (II.7) et qui fonctionne de la manière suivante :

- En service normal, la vanne (1) est ouverte, le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ce grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelé.
- En cas d'incendie, on ouvre la vanne (2) pour pouvoir exploiter cette réserve, une vanne (3) supplémentaire est prévue pour permettre les répartitions sans vider le réservoir.

le schéma de la matérialisation de la réserve d'incendie est présenté dans la figure (III.9) :

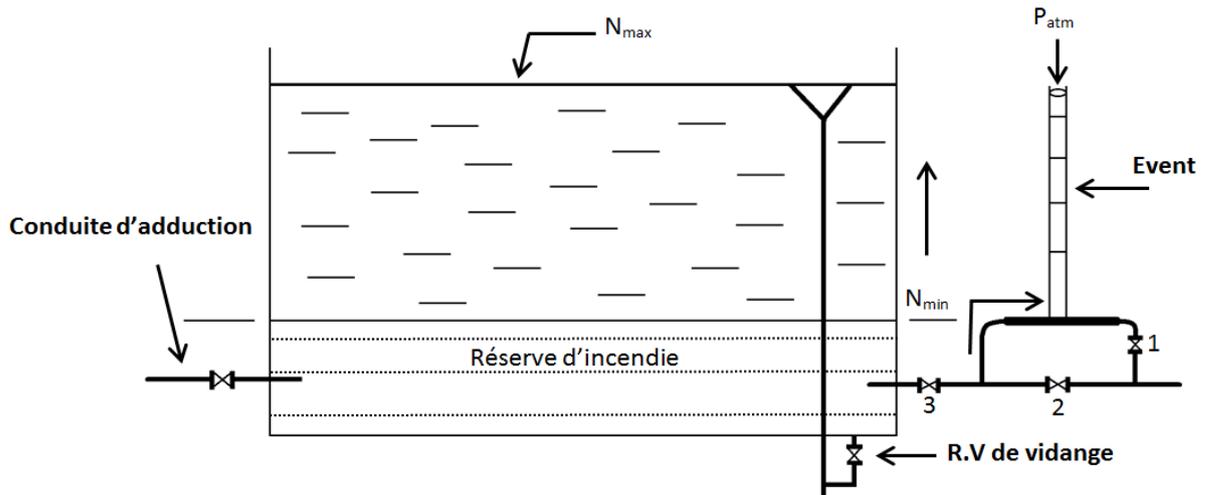


Figure (III.9): Matérialisation de la réserve d'incendie

III-8-2 Equipement de nettoyage :

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel.
- Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- Pompes d'alimentation en eau.

III-9 Entretien des réservoirs :

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- L'isolement et vidange de la cuve ;
- Élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;
- Désinfection des parois à l'aide des produits chlores ;
- Remise en service.

III-10 Hygiène et sécurité :

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure. Par conséquent, les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- Être éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre ;

- Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau ;
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir ;
- Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau ;
- Etre aérés par les orifices de grillage.

III-11 Forme des réservoirs:

En ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toute fois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m. Dans nos calcul, nous optons pour une hauteur de 4m.

Le diamètre D de la cuve:

$$Sr = Vn / h \quad \Longrightarrow \quad \pi \times D^2 / 4 = Vn / h \quad \Longrightarrow \quad Dc = \sqrt{\frac{4 \cdot Vn}{\pi \cdot h}}$$

- Vn : capacité normalisé du réservoir
- Sr : section du réservoir
- Dc : diamètre de la cuve
- h : hauteur d'eau

b. la hauteur de la réserve d'incendie (h_{inc})

$$h_{inc} = V_{inc} / Sr$$

les dimensions des différents réservoirs sont cités dans le tableau suivant:

Réservoir	Volume(m ³)	H(m)	D(m)	Hinc
Réservoir 1	500	4	12.61	0.96
Réservoir 2	500	4	12.61	0.96

Tableau (III.3): résultats du calcul des différents réservoirs

Conclusion :

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un autre réservoir ou non, et selon notre calcul nous avons conclu que les deux réservoirs existants au niveau du village ne satisferont pas les besoins en eau de village à long terme, de ce fait on est dans l'obligation de renforcer l'approvisionnement par deux autres réservoirs projetés d'une capacité de 1000m³.

Chapitre IV : Distribution

IV-1 introduction:

Le but principal d'un réseau de distribution est d'amener l'eau aux différentes catégories de consommateurs, et à tous les points de l'agglomération, sans oublier de satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

IV-2 Classification des réseaux de distribution:

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types de réseau de distribution dont:

Réseau ramifié.

Réseau maillé.

Réseau étagé.

a) Réseau ramifié:

Caractérisé par une alimentation à sens unique, il présente l'avantage d'être Economique mais manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture[9].

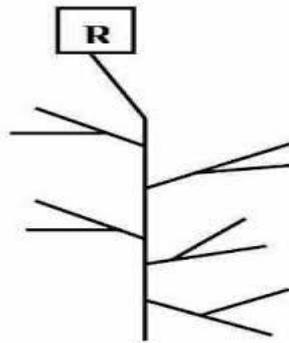


Figure (IV-1) : Réseau ramifié.

b) Réseau maillé:

Permet une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet l'isolement du tronçon et la poursuite de l'alimentation en aval. Il est plus coûteux, mais préférable au réseau ramifié, pour la commodité et la sécurité qu'il procure[9].

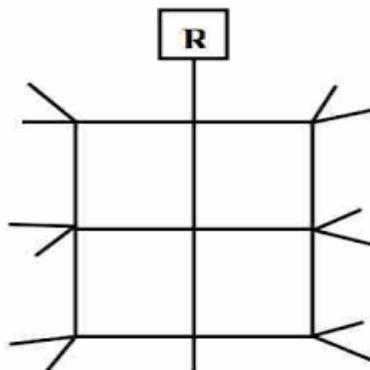


Figure (IV-2) : Réseau maillé.

c) Réseau étagé:

Il est constitué de réseaux indépendants, permet d'éviter les hautes pressions en cas de reliefs accidentés et des dénivelés importantes.

d) Réseau à alimentation distincte :

Constitué généralement de deux 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 usagés industriels, lavage des rues et arrosages des plantations. Ce réseau ne se justifie que dans les installations extrêmement importantes.

e) Réseau mixte:

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée.

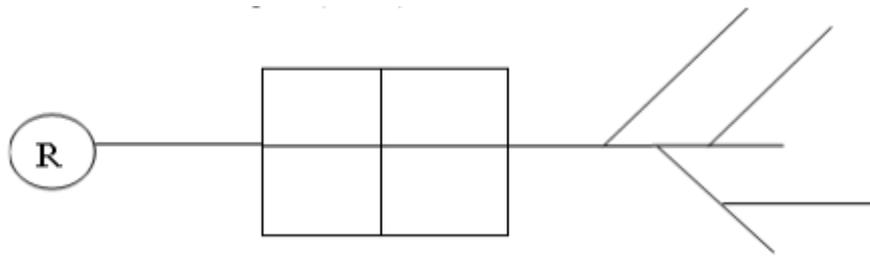


Figure (IV-3) : Réseau mixte.

Aspect	Ramifié	maillé
Pertes de charge	Elevés	Faibles
Écoulement	Risque de zones de stagnation aux extrémités	Satisfaisant
Réparation	Risque de mise hors service d'une zone importante suivant le point d'intervention	Risque plus faible de mise hors service d'une zone importante suivant le point d'intervention
Frais de pompage	Elevés	Faible
Frais de place	Faible	Elevés

Tableau (IV.1) : caractéristiques des réseaux d'alimentation en eau potable.

IV-3 Conception d'un réseau de distribution:

Pour concevoir un réseau de distribution nous soumis appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau. Parmi ces facteurs on citera:

- 1) L'emplacement des quartiers.
- 2) L'emplacement des consommateurs.
- 3) Le relief.
- 4) Le souci d'assurer un service souple et précis.

IV-3-1 Choix du tracé:

Pour définir le tracé définitif: il est important de penser aux points suivants [12] :

- ✘ Minimiser le nombre de passage difficiles : traversée de route, de ravine,...etc
- ✘ Eviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux
- ✘ 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.

IV-4 Choix des conduites de distribution:

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

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

Pour notre cas, on a choisi comme matériau pour les conduites du réseau de distribution, le PEHD, en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- Facilité de pose (grande flexibilité).
- Faible au niveau des branchements (réduction de risque de fuite).
- Résiste à l'entartage.
- Résiste à la corrosion interne et externe et microbiologique.
- Durée de vie prouvée par l'expérience. Le test de vieillissement qui est théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques.
- Coefficient de la rugosité très faible.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Disponibilité sur le marché.
- Bonne résistance mécanique, et existence d'une large gamme PN06, PN10, PN16, PN20, PN25.

IV-5 Equipement du réseau de distribution (Appareils et accessoires):

Le réseau de distribution est doté des accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement de celui-ci. On en cite :

- **Les canalisations** : Les réseaux de distribution sont constitués de :
 - Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.
 - Conduites secondaire qui assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.
- **Robinets vannes** : Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur le réseau. Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre 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 (facilement accessible).
- **Bouches ou poteau d'incendie** : Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.
- **Clapets** : Les clapets ont pour rôle d'empêcher l'eau d'aller en sens contraire Del 'écoulement prévu.
- **Ventouses** : Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses sont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.
- **Régulateurs de pression** : Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression de façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.
- **Robinets de vidange (décharge)** : Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange ; et seront posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.
- **Pièces spéciales de raccord** : Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet :
 - **Les Tés** : On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.
 - **Les coudes** : Utilisés en cas de changement de direction.

- **Les cônes de réduction :** Ce sont des organes de raccord en cas d'existence des diamètres différents[14].

IV-5-1 quelques figures des Appareils et accessoires :

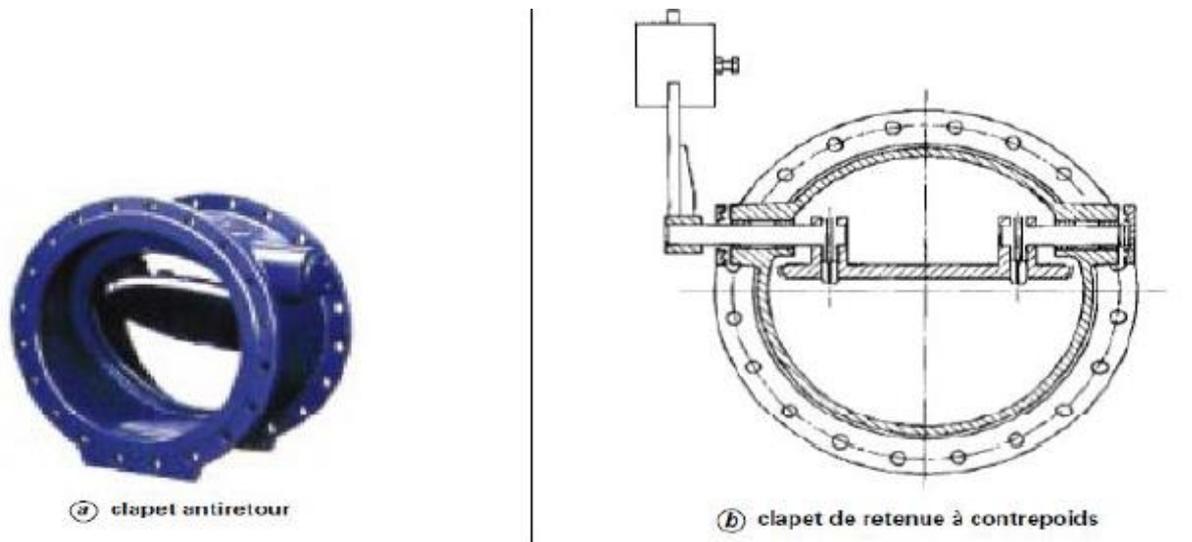


Figure (IV-4): clapet anti retour

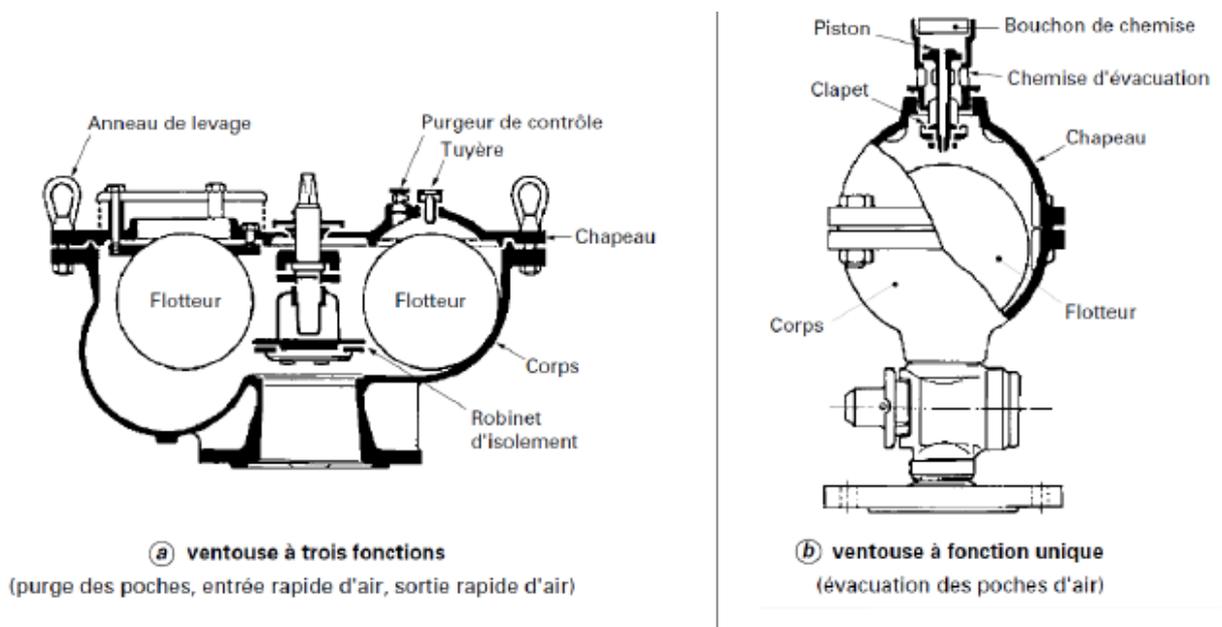


Figure (IV-5): ventouse (d'après document Pont-à-Mousson)

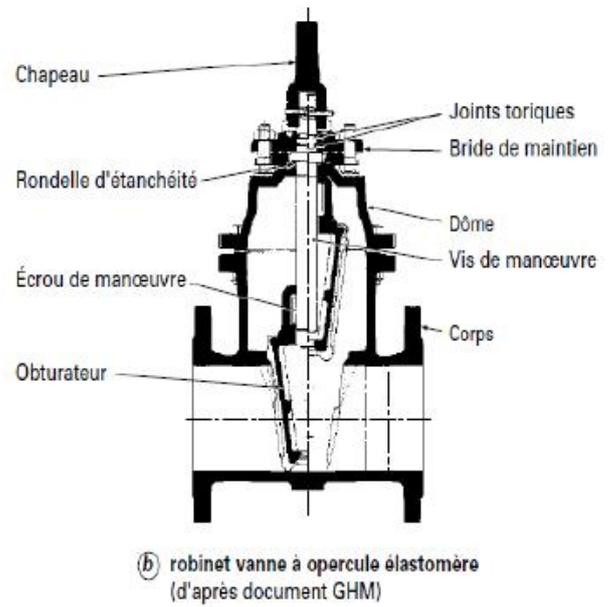
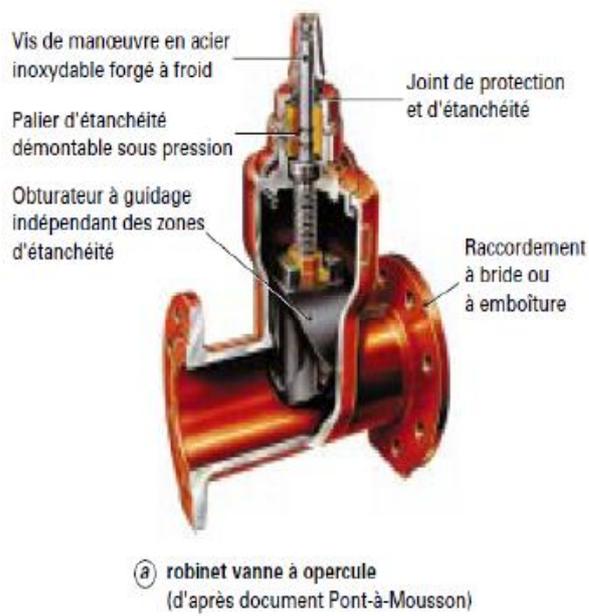


Figure (IV-6): Robinet vanne à opercule



Figure (IV-7): Pièces spéciales de raccord

IV-6 Description du réseau de distribution:

Dans notre cas on a pris comme exemple le réseau de distribution du Djemaa Bni Hbib centre. Sa distribution se fera par gravité, à partir de deux réservoir d'une capacité de 500 m3 situé à la côte 94m et 93m.

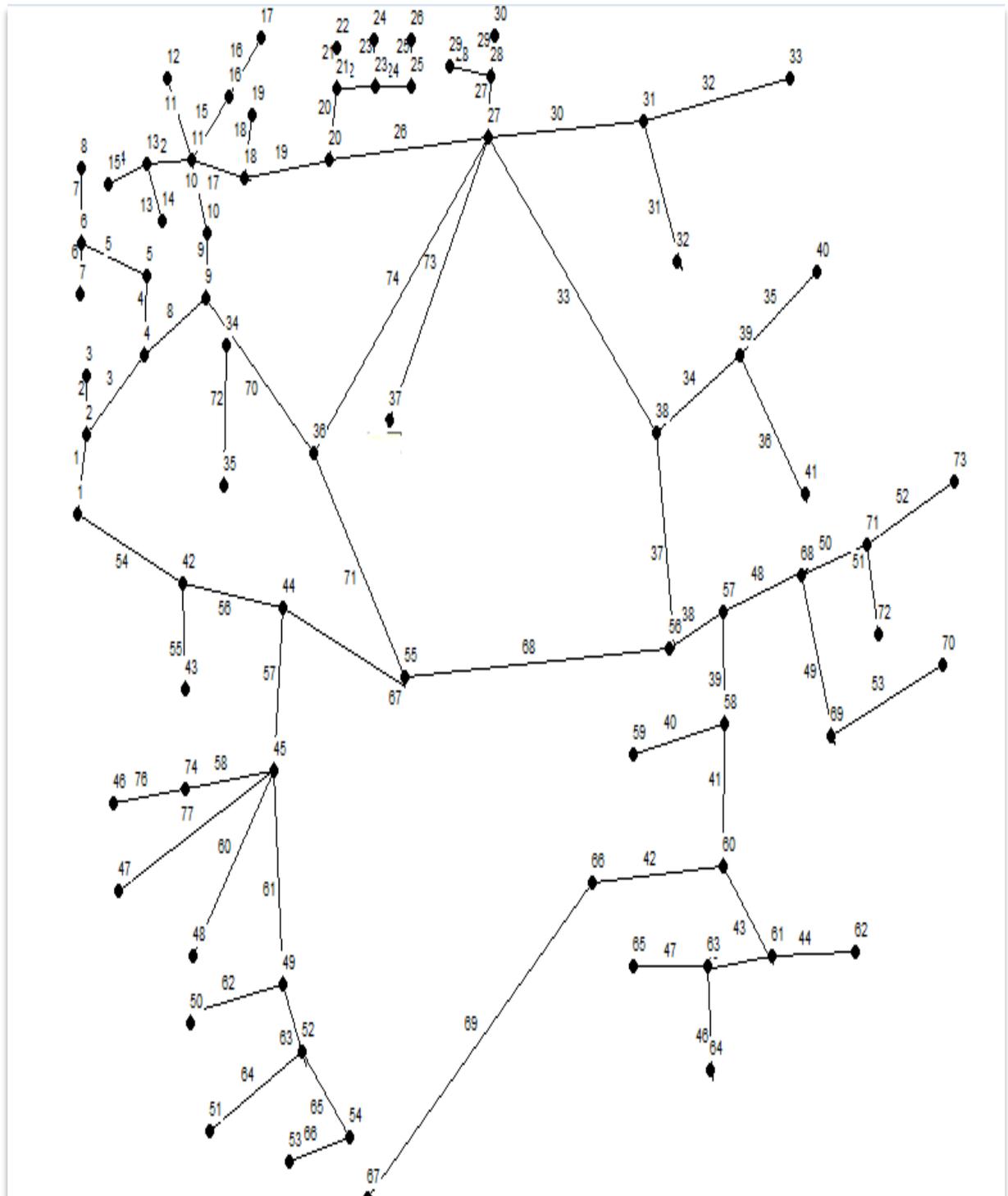


Figure (IV-8) : Schéma descriptif de la distribution de la ville de Djemaa Bni Hbib

IV-7 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau s'effectuent selon les étapes suivantes :

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

IV-7-1 Déterminer les débits du réseau :

IV-7-1-1 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.18)).

IV-7-1-2 Débit spécifique :

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

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i}$$

Avec :

- Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s.ml) ;
- Q_p : Débit de pointe en (l/s) de la zone ;
- $\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre ou il y a distribution.

IV-7-1-3 Débit en route :

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule suivante[15]:

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i$$

Avec :

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

IV-7-1-4 Débit aux nœuds :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont calculés par la formule suivante[9]:

$$Q_{ni} = 0.5 \times \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc}$$

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

IV-8 Dimensionnement du réseau:

IV-8-1 calcul du différent débit

Les résultats des calculs des différents débits du réseau sont donnés dans le tableau (IV.2) suivant :

NŒUD	TRONCON	LONGEUR	SPECIFIQUE	EN ROUTE	Q DE NŒUD
1	R1_1	319,8	0,00428845	1,37144631	0,6425
	R2_1	275,44	0,00428845	1,18121067	
	1_2	8,74	0,00428845	0,03748105	
	1_42	290,89	0,00428845	1,24746722	
2	1_2	8,74	0,00428845	0,03748105	0,5015
	2_4	185,33	0,00428845	0,79477844	
	2_3	39,82	0,00428845	0,17076608	
3	2_3	39,82	0,00428845	0,17076608	0,0854
4	2_4	185,33	0,00428845	0,79477844	1,1592
	4_5	66,2	0,00428845	0,28389539	
	4_9	289,08	0,00428845	1,23970513	
5	4_5	66,2	0,00428845	0,28389539	0,3586
	5_6	101,05	0,00428845	0,43334787	
6	5_6	101,05	0,00428845	0,43334787	0,4177
	6_8	61,04	0,00428845	0,26176699	
	6_7	32,72	0,00428845	0,14031808	
7	6_7	32,72	0,00428845	0,14031808	0,0701
8	6_8	61,04	0,00428845	0,26176699	0,1309
9	4_9	289,08	0,00428845	1,23970513	0,6199
	9_35	172,26	0,00428845	0,7387284	
	9_10	50,41	0,00428845	0,21618076	
	9_34	29,01	0,00428845	0,12440793	
10	9_10	50,41	0,00428845	0,21618076	0,1080
	10_11	175,82	0,00428845	0,75399528	
	10_18	62,1	0,00428845	0,26631275	
11	10_11	175,82	0,00428845	0,75399528	1,4505
	11_12	164,99	0,00428845	0,70755137	
	11_13	136	0,00428845	0,5832292	
	11_16	199,65	0,00428845	0,85618904	
12	11_12	164,99	0,00428845	0,70755137	0,3537
13	11_13	136	0,00428845	0,5832292	0,7846
	13_14	108,85	0,00428845	0,46679778	
	13_15	121,08	0,00428845	0,51924553	
14	13_14	108,85	0,00428845	0,46679778	0,2334
15	13_15	121,08	0,00428845	0,51924553	0,2596
16	11_16	199,65	0,00428845	0,85618904	0,8910
	16_17	215,89	0,00428845	0,92583347	
17	16_17	215,89	0,00428845	0,92583347	0,4629
18	11_18	219,26	0,00428845	0,94028555	0,7941

18	18_19	62,1	0,00428845	0,26631275	0,7941
	18_20	88,97	0,00428845	0,3815434	
19	18_19	62,1	0,00428845	0,26631275	0,1331
20	18_20	88,97	0,00428845	0,3815434	0,9160
	20_21	132,57	0,00428845	0,56851982	
	20_27	205,66	0,00428845	0,88196263	
21	20_21	132,57	0,00428845	0,56851982	0,7685
	21_22	187,41	0,00428845	0,80369841	
	21_23	38,42	0,00428845	0,16476225	
22	21_22	187,41	0,00428845	0,80369841	0,4018
23	21_23	38,42	0,00428845	0,16476225	0,4134
	23_24	118,55	0,00428845	0,50839575	
	23_25	35,82	0,00428845	0,15361228	
24	23_24	118,55	0,00428845	0,50839575	0,2541
25	23_25	35,82	0,00428845	0,15361228	0,4699
	25_26	183,32	0,00428845	0,78615865	
26	25_26	183,32	0,00428845	0,78615865	0,3930
27	20_27	205,66	0,00428845	0,88196263	3,6575
	27_31	153,59	0,00428845	0,65866304	
	27_28	122,14	0,00428845	0,52379128	
	27_36	469,14	0,00428845	2,01188343	
	27_37	518,42	0,00428845	2,22321825	
	27_38	236,79	0,00428845	1,01546208	
28	27_28	122,14	0,00428845	0,52379128	0,8568
	28_29	39,51	0,00428845	0,16943666	
	28_30	237,95	0,00428845	1,02043668	
29	28_29	39,51	0,00428845	0,16943666	0,0847
30	28_30	237,95	0,00428845	1,02043668	0,5102
31	27_31	153,59	0,00428845	0,65866304	0,7108
	31_32	86,44	0,00428845	0,37069362	
	31_33	91,45	0,00428845	0,39217875	
32	31_32	86,44	0,00428845	0,37069362	0,1853
33	31_33	91,45	0,00428845	0,39217875	0,1960
34	9_34	29,01	0,00428845	0,12440793	0,7003
	34_35	143,25	0,00428845	0,61432046	
	34_36	154,36	0,00428845	0,66196514	
35	34_35	143,25	0,00428845	0,61432046	0,3071
36 36	34_36	154,36	0,00428845	0,66196514	1,7798 1,7798
	36_55	206,55	0,00428845	0,88577935	
	27_36	469,14	0,00428845	2,01188343	
37	27_37	518,42	0,00428845	2,22321825	1,1116
38	27_38	236,79	0,00428845	1,01546208	1,5263
	38_39	171,77	0,00428845	0,73662706	
	38_56	303,26	0,00428845	1,30051535	

39	38_39	171,77	0,00428845	0,73662706	1,1986
	39_40	123,85	0,00428845	0,53112453	
	39_41	263,35	0,00428845	1,12936331	
40	39_40	123,85	0,00428845	0,53112453	0,2656
41	39_41	263,35	0,00428845	1,12936331	0,5647
42	1_42	290,89	0,00428845	1,24746722	1,2292
	42_43	78,93	0,00428845	0,33848736	
	42_44	203,45	0,00428845	0,87248515	
43	42_43	78,93	0,00428845	0,33848736	0,1692
44	42_44	203,45	0,00428845	0,87248515	1,6837
	44_55	290,89	0,00428845	1,24746722	
	44_45	290,89	0,00428845	1,24746722	
45	44_45	290,89	0,00428845	1,24746722	1,6007
	45_74	117,75	0,00428845	0,50496499	
	45_48	138,38	0,00428845	0,59343571	
	45_49	199,51	0,00428845	0,85558866	
46	74_46	136,18	0,00428845	0,58400112	0,2920
47	74_47	49,93	0,00428845	0,21412231	0,1071
48	45_48	138,38	0,00428845	0,59343571	0,2967
49	45_49	199,51	0,00428845	0,85558866	0,9344
	49_50	162,74	0,00428845	0,69790235	
	49_52	73,51	0,00428845	0,31524396	
50	49_50	162,74	0,00428845	0,69790235	0,349
51	52_51	246,83	0,00428845	1,05851811	0,5292
52	52_51	246,83	0,00428845	1,05851811	1,0413
	52_54	238,81	0,00428845	1,02412474	
53	54_53	140,54	0,00428845	0,60269876	0,3013
54	54_53	140,54	0,00428845	0,60269876	0,3013
55	44_55	290,89	0,00428845	1,24746722	1,2118
	55_56	274,25	0,00428845	1,17610741	
56	55_56	274,25	0,00428845	1,17610741	1,3734
	56_57	62,99	0,00428845	0,27012947	
	38_56	303,26	0,00428845	1,30051535	
57	56_57	62,99	0,00428845	0,27012947	0,3431
	57_58	42,74	0,00428845	0,18328835	
	57_68	54,3	0,00428845	0,23286284	
58	57_58	42,74	0,00428845	0,18328835	0,7363
	58_59	81,16	0,00428845	0,3480506	
58	58_60	219,5	0,00428845	0,94131478	0,7363
59	58_59	81,16	0,00428845	0,3480506	0,1740
60	58_60	219,5	0,00428845	0,94131478	1,7657
	60_66	333,89	0,00428845	1,43187057	
	60-61	270,05	0,00428845	1,15809592	
61	60_61	270,05	0,00428845	1,15809592	1,3670

61	61_62	298,14	0,00428845	1,27855848	1,3670
	61_63	69,34	0,00428845	0,29736112	
62	61_62	298,14	0,00428845	1,27855848	0,6393
63	63_64	89,06	0,00428845	0,38192936	1,1451
	61_63	69,34	0,00428845	0,29736112	
	63_65	375,64	0,00428845	1,61091336	
64	63_64	89,06	0,00428845	0,38192936	0,191
65	63_65	375,64	0,00428845	1,61091336	0,8055
66	60_66	333,89	0,00428845	1,43187057	1,7775
	66_67	495,08	0,00428845	2,12312583	
67	66_67	495,08	0,00428845	2,12312583	1,0616
68	57_68	54,3	0,00428845	0,23286284	1,1461
	68_69	218,55	0,00428845	0,93724075	
	68_71	261,66	0,00428845	1,12211583	
69	68_69	218,55	0,00428845	0,93724075	0,4686
70	69_70	384,12	0,00428845	1,64727941	0,8236
71	71_72	384,12	0,00428845	1,64727941	1,9156
	68_71	261,66	0,00428845	1,12211583	
	71_73	247,58	0,00428845	1,06173445	
72	71_72	104,05	0,00428845	0,44621322	0,2231
73	71_73	247,58	0,00428845	1,06173445	0,5309
74	45_74	114,75	0,00428845	0,49209964	0,6451
	74_46	49,93	0,00428845	0,21412231	
	74_47	136,18	0,00428845	0,58400112	

Tableau (IV.2) : Résultats du calcul des différents tronçons du réseau

IV-9- Apport informatique :

L'utilisation des programmes informatique peut libérer le projecteur des calculs fastidieux et démultiplier sa puissance de travail essentiellement pour :

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

IV-9-1 Présentation du logiciel EPANET [16] :

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

IV-9-2 Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET :

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

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

IV-9-3 Modélisation du réseau :

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

IV-9-3-1 Première étape :

Consiste à représenter le tracé de notre réseau que nous avons dessiné au préalable sur le plan de masse à l'aide du logiciel d'Auto-CAD, ensuite l'exporter à partir de ce dernier sous forme d'un métafichier (*.wmf), et enfin l'enregistrer.

IV-9-3-2 Deuxième étape:

Consiste à ouvrir EPANET et d'importer le métafichier, en l'insérant comme fond d'écran, ensuite reproduire le réseau sur EPANET en suivant l'allure de ce dernier qui a été inséré comme fond d'écran.

IV-9-3-3 Troisième étape :

Dans cette étape, on commence à introduire les propriétés de notre réseau :

❖ Au niveau des nœuds :

Les nœuds de demande sont les points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les Nœuds de demande sont :

- La cote du nœud par rapport à un plan de référence ;
- La demande en eau (débit au nœud).

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont :

- La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique) ;
- La pression.

❖ Au niveau des reservoirs :

Les Réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base pour des réservoirs sont les suivantes :

- Latitude du radier ;
- Le diameter ;
- Le niveau maximal, initial et minimal.

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont les suivants :

- La charge (altitude de l'eau) ;
- La pression (niveau de l'eau) ;

❖ **Au niveau des arcs (tuyaux) :**

Les tuyaux sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à l'autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée (altitude + pression, ou énergie interne par poids d'eau) à celle qui a la charge hydraulique la plus faible. Les données de base pour les tuyaux sont :

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

Les valeurs calculées pour les tuyaux incluent :

- le débit ;
- la vitesse d'écoulement ;
- la perte de charge ;
- la vitesse moyenne de réaction (le long du tuyau) ;

IV-10- Modélisation et simulation du réseau:

A l'aide du logiciel EPANET, on peut modéliser un système de distribution d'eau suivant les étapes présente :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'option de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation ;
- Choisir les diamètres qui donnent des vitesses entre 0.5 et 1.5 m/s.

IV-10-1- Formule de pertes de charge utilisées

IV-10-1-1 Pertes de charge linéaires:

La formule utilisée pour la détermination des pertes de charge linéaires est celle de Darcy- Weisbach :

$$J_l = \frac{\lambda L V^2}{2 g D}$$

Avec :

- J_l : Perte de charge linéaire (m/m) ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

Le coefficient λ est déterminé à partir de la formule de COLBROOK-WHITE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,71 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right]$$

Avec :

- Re : Nombre de Reynolds est donnée par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu}$$

- ν : Viscosité cinématique de l'eau donnée par la formule de STOCKS ci-après :

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337.t + 0,000221.t^2)}$$

D'où, à $T = 20^\circ \text{C}$, la viscosité cinématique sera de $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Les valeurs de la rugosité utilisées en pratique pour les conduites en PEHD sont :

$K = 0.01 \text{ mm}$ pour $D \leq 200 \text{ mm}$

$K = 0.02 \text{ mm}$ pour $D > 200 \text{ mm}$.

IV-10-1-2- Pertes de charge totales:

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$H_t = J_l + J_s$$

Avec

- J_s : Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour les conduites en PEHD

IV-10-2 Résultats de la simulation du réseau avec EPANET:

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

Les résultats de simulation des arcs (conduites) obtenus pour notre réseau, sont regroupés dans le tableau et la figure suivant :

N° TRONCON	LONGEUR (m)	D_{int}	D_{ext}	Q (l/s)	V (m/s)	PERTE DE CHARGE UNITAIRE (m/km)
1	8.74	220.4	250	34.40	0.90	2.95
2	39.82	16	20	0.09	0.42	20.05
3	185.33	220.4	250	33.81	0.89	2.86
4	66.2	44	50	0.98	0.64	11.45
5	101.05	35.2	40	0.62	0.64	14.83
6	32.72	16	20	0.07	0.35	14.35
7	61.04	16	20	0.13	0.65	41.81
8	289.08	220.4	250	31.67	0.83	2.54
9	50.41	176.2	200	15.18	0.62	1.98
10	175.82	176.2	200	15.07	0.62	1.95
11	164.99	28	32	0.35	0.57	16.55
12	136	44	50	1.28	0.84	18.37
13	108.85	28	32	0.23	0.38	8.04
14	121.08	28	32	0.26	0.42	9.66
15	199.65	44	50	1.35	0.89	20.36
16	215.89	35.2	40	0.46	0.48	8.92
17	62.1	141	160	10.63	0.68	2.44
18	62.1	16	20	0.13	0.66	15.00
19	88.97	141	160	9.70	0.62	2.07
20	132.57	66	75	2.70	0.79	9.99
21	187.41	28	32	0.40	0.65	20.67
22	38.42	55.4	63	1.53	0.63	8.42
23	118.55	16	20	0.25	0.81	45.97
24	35.82	35.2	40	0.86	0.89	26.64
25	183.32	28	32	0.39	0.64	19.90
26	205.66	96.8	110	6.09	0.83	6.80
27	122.15	44	50	1.45	0.95	23.04
28	39.51	16	20	0.08	0.42	19.77
29	237.95	28	32	0.51	0.83	31.42
30	153.59	44	50	1.09	0.72	7.57
31	86.44	16	20	0.19	0.92	26.52
32	91.45	16	20	0.20	0.98	29.26
33	236.79	79.2	90	3.22	0.65	5.71
34	171.77	55.4	63	2.03	0.84	13.88
35	123.85	28	32	0.27	0.43	49.63
36	263.35	28	32	0.56	0.92	37.56
37	303.26	35.2	40	0.33	0.43	2.76
38	62.99	141	160	15.11	0.97	5.72
39	42.74	176.2	200	9.66	0.40	0.88
40	81.16	16	20	0.17	0.87	68.51

41	219.5	110.2	125	8.75	0.92	7.00
42	333.89	66	75	2.84	0.83	10.92
43	270.05	96.8	110	4.15	0.56	68.51
44	298.14	35.2	40	0.64	0.66	7.00
45	69.34	55.4	63	2.14	0.89	10.92
47	375.64	44	50	0.81	0.53	3.43
48	54.3	96.8	110	5.11	0.69	8.55
49	218.55	44	50	1.29	0.85	12.27
50	261.66	66	75	2.67	0.78	12.83
51	104.05	28	32	0.22	0.36	4.97
52	247.58	28	32	0.53	0.86	18.75
53	384.12	35.2	40	0.82	0.85	9.78
54	290.89	176.2	200	18.88	0.77	36.61
55	78.93	16	20	0.17	0.84	33.70
56	203.45	176.2	200	17.48	0.72	24.53
57	290.89	110.2	125	6.40	0.67	2.93
60	138.38	28	32	0.30	0.48	22.66
61	199.51	79.2	90	3.46	0.70	2.55
62	162.74	28	32	0.35	0.57	4.03
63	73.51	55.4	63	2.17	0.90	60.24
64	246.83	28	32	0.53	0.86	6.48
65	238.81	28	32	0.60	0.98	16.16
66	140.54	28	32	0.30	0.49	15.68
67	290.89	141	160	9.39	0.60	33.52
68	274.25	141	160	16.82	1.08	42.12
69	495.08	44	50	1.06	0.70	7.20
71	206.55	141	160	8.64	0.55	2.10
72	143.27	28	32	0.31	0.50	64.02
73	518.42	44	50	1.11	0.73	22.64
74	469.14	96.8	110	4.45	0.62	3.88
58	117.75	44	50	1.04	0.69	7.00
76	136.18	28	32	0.29	0.47	58.58
75	320	220.4	250	38.97	1.02	3.69
78	275.44	220.4	250	14.94	0.39	0.66
46	89.06	16	20	0.19	0.95	27.95
59	29.01	176.2	200	15.88	0.65	2.14
70	154.36	176.2	200	14.87	0.61	1.91
77	49.93	16	20	0.11	0.53	10.31

Tableau (IV.3) : Les résultats de la simulation des arcs (conduites).

La simulation a donné les résultats des pressions et des charges au niveau des nœuds, qui sont représentés dans le tableau (IV.4) et la figure (IV.9) ci-dessous :

Nœuds	Demande de base (l/s)	Altitude (m)	Charge	Pression (m)
1	0.64	67	96.82	29.82
2	0.50	68	96.79	28.79
3	0.09	70	95.99	25.99
4	1.16	57	96.26	39.26
5	0.36	58	95.51	37.51
6	0.42	67	94.01	27.01
7	0.07	66	93.54	27.54
8	0.13	68	91.46	23.45
9	0.62	52	95.53	43.53
10	0.11	51	95.43	44.43
11	1.45	50	95.09	45.09
12	0.35	41	92.36	51.36
13	0.78	51	92.59	41.59
14	0.23	54	91.71	37.71
15	0.26	55	91.42	36.42
16	0.89	43	91.02	48.02
17	0.46	34	89.10	55.10
18	0.79	48	94.94	46.9
19	0.13	47	94.00	45.22
20	0.92	47	94.75	47.67
21	0.77	46	93.43	47.35
22	0.40	37	89.55	52.47
23	0.41	47	93.10	46.02
24	0.25	46	87.65	41.57
25	0.47	46	92.15	46.07
26	0.39	46	88.50	42.42
27	3.66	35	93.35	58.28
28	0.86	38	90.54	52.64
29	0.08	42	89.76	47.68
30	0.51	31	83.06	51.99
31	0.71	28	92.19	58.14
32	0.19	27	89.90	54.53
33	0.20	25	89.51	53.42
34	0.70	50	95.47	45.47
35	0.31	44	86.30	49.61
36	1.78	45	95.17	50.17
37	1.11	43	81.61	42.83
38	1.53	28	92.00	58.82
39	1.20	23	89.62	59.59
40	0.27	19	83.47	63.24
41	0.56	16	79.72	57.59
42	1.23	53	95.97	42.97

43	0.17	48	94.18	42.82
44	1.69	40	95.45	49.45
45	1.60	36	94.28	58.29
46	0.29	52	85.48	39.16
47	0.11	44	92.94	47.30
48	0.30	48	85.94	44.6
49	0.93	36	92.98	57
50	0.35	53	90.35	37.37
51	0.53	53	83.56	30.57
52	1.04	35	91.83	56.84
53	0.30	48	73.08	32.03
54	0.30	38	81.77	43.69
55	1.21	34	94.74	52.74
56	1.37	27	92.84	54.86
57	0.34	26	92.48	56.49
58	0.74	22	92.44	57.46
59	0.17	23	86.88	54.9
60	1.77	22	90.90	57.92
61	1.37	19	89.97	59.99
62	0.64	18	87.43	57.31
63	1.15	19	89.12	59.93
64	0.19	18	86.64	55.76
65	0.81	27	84.31	58.87
66	1.78	28	87.26	59.28
67	1.06	37	83.69	43.72
68	1.15	25	92.21	59.22
69	0.47	20	88.11	59.13
70	0.82	14	78.69	55.7
71	1.92	22	89.65	59.66
72	0.22	20	85.84	62.89
73	0.53	14	81.30	56.32
74	0.65	40	93.45	52.77
R1	-38.97	94	98.00	4
R2	-14.94	93	97	4

Tableau (IV.4) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau

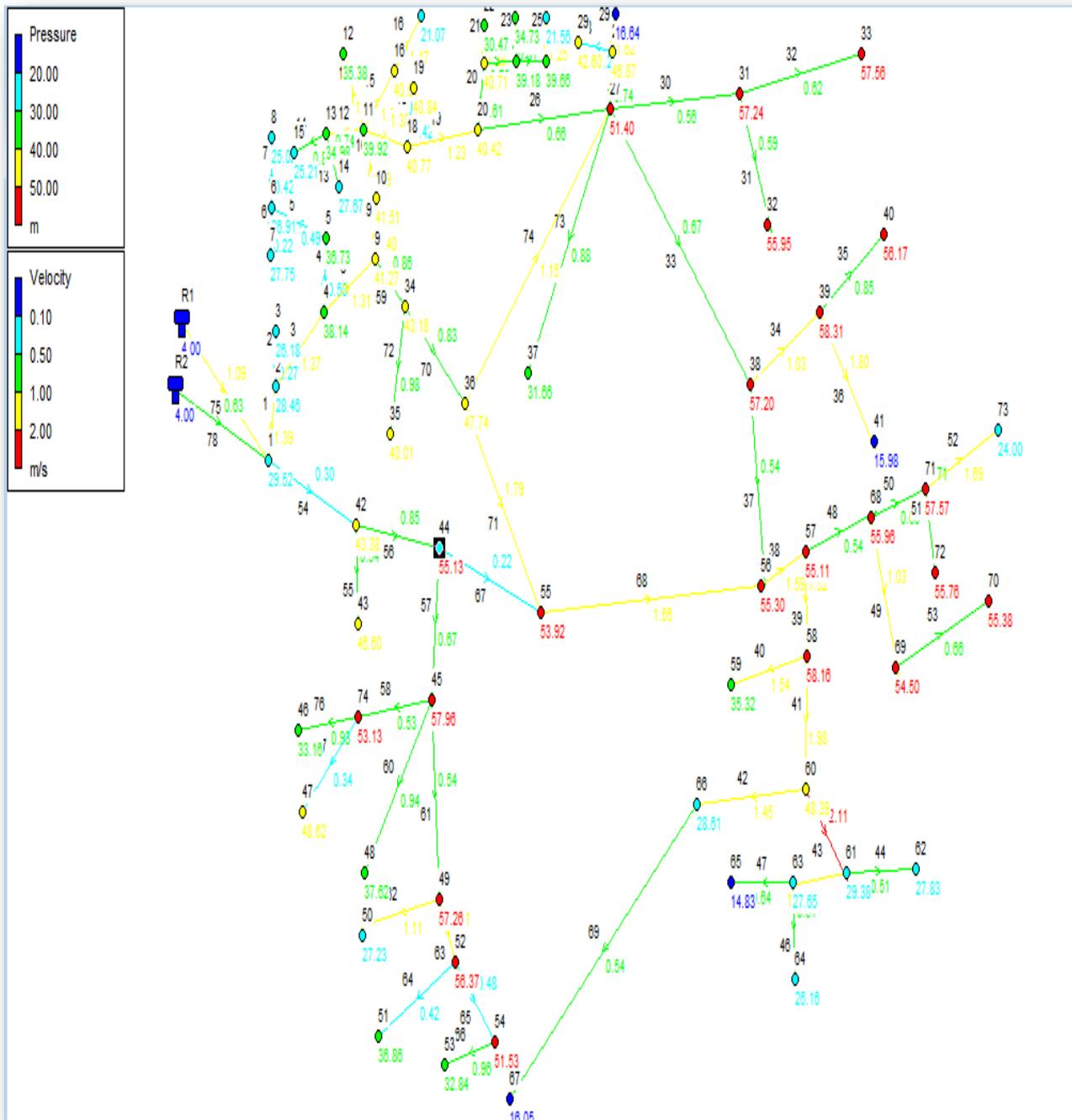


Figure (IV.9) : Etat des nœuds et des arcs (conduites) du réseau.

IV.11 Etude de la distribution en tenant compte le débit d'incendie :

IV.11.1 Conditions de fonctionnement et d'emplacement d'un poteau d'incendies :

L'emplacement d'un poteau d'incendie se fait d'une manière respectant les critères suivants :

- le débit de fonctionnement d'un poteau d'incendie doit être égal à 17 l/s pour une durées de 2 heures ;
- la pression fournie au poteau d'incendie doit être supérieure à 1.5 bar ;
- la distance maximale entre deux poteaux d'incendies est 400 m.
- le diamètre de la conduite d'alimentation du poteau d'incendies doit être supérieur à 100 mm.

IV.11.2 Choix d'emplacement des poteaux d'incendies :

En se basant sur la densité de la population et sur les endroits les plus exposés aux incendies, sans oublier les conditions de fonctionnement et d'emplacement des poteaux d'incendies.

IV.12 Résultats de la simulation du réseau dans le cas d'incendie :

Pour le scénario du cas de pointe + incendie, nous avons supposé que le débit concentré de 17 l/s sera ajouté au niveau du nœud 44, car ce nœud raccorde un groupement d'habitation important, d'où une grande densité d'habitation, et qui constitue un cas de fonctionnement défavorable.

IV.12.1 les diamètres des tronçons et vitesses d'eau :

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

N° TRONCON	LONGEUR (m)	D_{int}	Q (l/s)	V (m/s)	PERTE DE CHARGE UNITAIRE (m/km)
1	8.74	220.4	40.09	1.05	3.89
2	39.82	16	0.09	0.42	20.05
3	185.33	220.4	39.50	1.04	3.78
4	66.2	44	0.98	0.64	11.45
5	101.05	35.2	0.62	0.64	14.83
6	32.72	16	0.07	0.35	14.35
7	61.04	16	0.13	0.65	41.81
8	289.08	220.4	37.37	0.98	3.42
9	50.41	176.2	15.48	0.63	2.05
10	175.82	176.2	15.37	0.63	2.02
11	164.99	28	0.35	0.57	16.55
12	136	44	1.28	0.84	18.37
13	108.85	28	0.23	0.38	8.04
14	121.08	28	0.26	0.42	9.66
15	199.65	44	1.35	0.89	20.36

16	215.89	35.2	0.46	0.48	8.92
17	62.1	147.6	10.93	0.64	2.57
18	62.1	20	0.13	0.42	14.99
19	88.97	147.6	10.01	0.58	2.19
20	132.57	66	2.70	0.79	9.99
21	187.41	28	0.40	0.65	20.67
22	38.42	55.4	1.53	0.63	8.42
23	118.55	20	0.25	0.81	45.97
24	35.82	35.2	0.86	0.89	26.64
25	183.32	28	0.39	0.64	19.90
26	205.66	96.8	6.39	0.87	7.42
27	122.15	44	1.45	0.95	23.04
28	39.51	16	0.08	0.42	19.77
29	237.95	28	0.51	0.83	31.42
30	153.59	50	1.09	0.56	7.57
31	86.44	20	0.19	0.59	26.52
32	91.45	20	0.20	0.62	29.26
33	236.79	79.2	3.38	0.69	6.23
34	171.77	55.4	2.03	0.84	13.88
35	123.85	20	0.27	0.85	49.63
36	263.35	28	0.56	0.92	37.56
37	303.26	40	0.17	0.14	0.89
38	62.99	141	15.11	0.97	5.72
39	42.74	176.2	9.66	0.40	0.88
40	81.16	16	0.17	0.87	68.51
41	219.5	110.2	8.75	0.92	7.00
42	333.89	66	2.84	0.83	10.92
43	270.05	96.8	4.15	0.56	3.43
44	298.14	40	0.64	0.51	8.55
45	69.34	58	2.14	0.81	12.27
47	375.64	40	0.81	0.64	12.83
48	54.3	96.8	5.11	0.69	4.97
49	218.55	44	1.29	0.85	18.75
50	261.66	66	2.67	0.78	9.78
51	104.05	20	0.22	0.71	36.61
52	247.58	28	0.53	0.86	33.70
53	384.12	35.2	0.82	0.85	24.53
54	290.89	176.2	30.18	1.24	6.83
55	78.93	20	0.17	0.54	22.66
56	203.45	176.2	28.78	1.18	6.27
57	290.89	110	6.40	0.67	4.03
60	138.38	20	0.30	0.94	60.24
61	199.51	79.2	3.46	0.70	6.48
62	162.74	28	0.35	0.57	16.16
63	73.51	55.4	2.17	0.90	15.68

64	246.83	28	0.53	0.86	33.52
65	238.81	28	0.60	0.98	42.12
66	140.54	20	0.30	0.96	61.88
67	290.89	141	3.70	0.24	0.46
68	274.25	141	16.66	1.07	6.82
69	495.08	50	1.06	0.54	7.20
71	206.55	141	14.18	0.91	5.10
72	143.27	20	0.31	0.98	64.02
73	518.42	40	1.11	0.88	22.64
74	469.14	96.8	4.31	0.58	3.67
58	117.75	50	1.04	0.53	7.00
76	136.18	20	0.29	0.93	58.58
75	320	220.4	44.52	1.17	4.70
78	275.44	220.4	26.39	0.69	1.83
46	89.06	20	0.19	0.61	27.95
59	29.01	176.2	21.27	0.87	3.63
70	154.36	176.2	20.26	0.83	3.33
77	49.93	20	0.11	0.34	10.31

Tableau (IV.5) : Les résultats de la simulation (État des arcs du réseau pour le cas d'incendie)

IV.12.2 Les pressions et les charges au niveau des nœuds :

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Nœuds	Demande de base (l/s)	Altitude (m)	Charge	Pression (m)
1	0.64	67	96.50	29.50
2	0.50	68	96.46	28.46
3	0.09	70	95.66	25.66
4	1.16	57	95.76	38.76
5	0.36	58	95.00	37.00
6	0.42	67	93.50	26.50
7	0.07	66	93.04	27.03
8	0.13	68	90.95	22.95
9	0.62	52	94.77	42.77
10	0.11	51	94.67	43.67
11	1.45	50	94.31	44.31
12	0.35	41	91.58	50.58
13	0.78	51	91.81	40.81
14	0.23	54	90.94	36.94
15	0.26	55	90.64	35.64
16	0.89	43	90.25	47.25
17	0.46	34	88.32	54.32
18	0.79	48	94.15	46.15
19	0.13	47	93.22	46.22

20	0.92	47	93.96	46.96
21	0.77	46	92.63	46.63
22	0.40	37	88.76	51.76
23	0.41	47	92.31	45.31
24	0.25	46	86.86	40.86
25	0.47	46	91.36	45.36
26	0.39	46	87.71	41.71
27	3.66	35	92.43	57.43
28	0.86	38	89.62	51.62
29	0.08	42	88.84	46.84
30	0.51	31	82.14	51.14
31	0.71	28	91.27	58.27
32	0.19	27	88.98	58.98
33	0.20	25	88.59	58.59
34	0.70	50	94.67	44.67
35	0.31	44	85.49	41.49
36	1.78	45	94.15	49.15
37	1.11	43	80.70	37.70
38	1.53	28	90.96	57.96
39	1.20	23	88.57	58.57
40	0.27	19	82.43	57.43
41	0.56	16	78.68	56.68
42	1.23	53	94.51	41.51
43	0.17	48	92.72	44.72
44	18.69	40	93.23	47.23
45	1.60	36	92.06	56.06
46	0.29	52	83.26	31.26
47	0.11	44	90.72	46.72
48	0.30	48	83.73	35.73
49	0.93	36	90.77	54.77
50	0.35	53	88.14	35.14
51	0.53	53	81.34	28.34
52	1.04	35	89.62	54.62
53	0.30	48	70.86	22.86
54	0.30	38	79.56	41.56
55	1.21	34	93.10	51.10
56	1.37	27	91.23	53.23
57	0.34	26	90.87	54.87
58	0.74	22	90.83	55.83
59	0.17	23	85.27	53.27
60	1.77	22	89.29	56.29
61	1.37	19	88.37	58.37
62	0.64	18	85.82	57.82
63	1.15	19	87.52	58.52
64	0.19	18	85.03	59.03

65	0.81	27	82.70	55.70
66	1.78	28	85.65	57.65
67	1.06	37	82.08	45.08
68	1.15	25	90.60	57.60
69	0.47	20	86.50	57.50
70	0.82	14	77.08	54.08
71	1.92	22	88.04	58.04
72	0.22	20	84.23	58.23
73	0.53	14	79.70	54.70
74	0.65	40	91.24	51.24
R1		94	98.00	4.00
R2		93	97.00	4.00

Tableau (IV.6) : Les résultats de la simulation (Les pressions et les charges au niveau des nœuds).

IV.13 Conclusion :

En conclusion, on peut dire que le réseau d'alimentation en eau potable de la zone étudiée fonctionne normalement, la pression de service est assurée aux points les plus défavorables, les vitesses sont acceptables, et pour fournir de l'eau en quantité suffisante et à des pressions appropriées aux besoins. Cependant certains tronçons ont des vitesses faibles, donc nous préconisons des vidanges périodiques pour éviter le colmatage et la sédimentation dans ces conduites.

Chapitre V: Devis quantitatif et estimatif

V.1 Introduction :

Afin d'avoir une idée sur le montant et la durée de réalisation, ainsi que les moyens nécessaires pour la réalisation de n'importe quel projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif. Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

V.2 les taches usuelles dans un projet de distribution d'eau potable :

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont représenté dans le tableau ci-dessus :

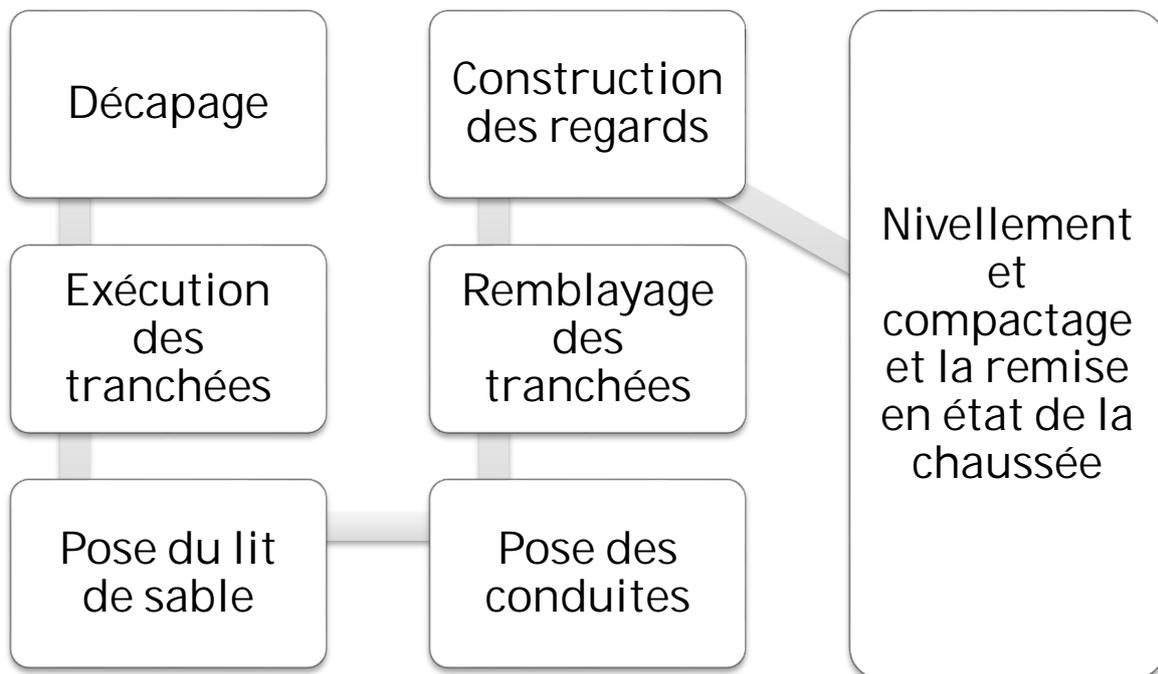


Figure (V.1) : organigramme représente les taches usuelles dans un projet de distribution d'eau potable

V.2.1.Décapage :

Les travaux de décapage consistent à débarrasser la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.

V.2.2.Exécution des tranchées :

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations.

Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés sur un coté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

V.2.3.Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15 cm dans notre cas.

V.2.4.Pose des conduites :Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

V.2.5. Remblayage des tranchées :

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le sable et le remblai résultant de l'excavation.

V.2.6. Construction des regards :

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de distribution à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

V.2.7. Nivellement et compactage et la remise en état de la chaussée :

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

V.3. Calcul des volumes des travaux de réseaux de distribution :**V.3.1. Déblais d'excavation :**

C'est le volume de déblai extrait lors de creusement de tranchée, donc son volume sera :

$$V_{exc} = L \times H \times B \times K_f$$

Avec :

V_{exc} : Le volume de déblais ;

L : la longueur de la tranchée ;

H : la hauteur de la tranchée ;

B : la largeur de la tranchée.

K_f : Coefficient de foisonnement il dépend de la nature de terrain.

V.3.2 Largeur de la tranchée

La largeur du fond de fouille doit être déterminée pour permettre le déroulage du tube et le compactage du remblai

Elle est déterminée en fonction du diamètre de la conduite et Distance entre la conduite et le toit de talus

$$B_t = (L_t * 2) + D_n$$

Avec :

B_t : Largeur de la tranchée en (m) ;

D_n : Diamètre de la conduite (m) ;

L_t : Distance entre la conduite et le toit de talus, L_t égale à 0.3 m

V.3.3 Profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée est en général telle que la génératrice supérieure des canalisations se trouve au minimum à une profondeur qui permet de maintenir la canalisation hors gel.

D'une manière générale, la profondeur minimale recommandée est de 0,8 m par rapport à la génératrice supérieure

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$h_t = e_s + D_n + h_{rem}$$

Avec :

h_t : Profondeur de la tranchée (m) ;

e_s : Hauteur de lit de pose en mètre ($e = 0,1m$) ;

h_{rem} : Hauteur du remblai au-dessus de la conduite en mètre (entre 0,8m et 1,2m, on Prendra

$h_{rem} = 0.8m$).

V.3.4.Le volume du lit du sable :

Comme on a dit le lit de sable à une épaisseur de 15cm le long de la tranchée donc son volume sera :

$$V_S = L \times e \times B$$

Avec :

V_S : Volume de lit de sable ;

L : longueur de tranchée ;

e : épaisseur de sable ;

B : largeur de la tranchée.

V.3.5.Volume de l'enrobage :

C'est le volume du sable que l'on ajoute au-dessous des canalisations avec une épaisseur de 20 cm le long de la tranchée donc son volume sera :

$$V_e = L \times e \times B$$

Avec :

V_e : Volume d'enrobage.

V.3.6.Volume de la conduite :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$V_c = L \times \frac{\pi \times D^2}{4}$$

Avec :

V_c : Volume de la conduite.

V.3.7.Remblais compacté :

Le volume de remblai égal le volume des déblais réduit du volume occupé par la Conduite et du volume du lit de sable et le volume d'enrobage :

$$V_r = V_{exc} - V_S - V_c - V_e$$

Avec :

V_r : Volume de remblai .

V.4.Bordereau des prix unitaires :

V.4.1. Terrassement*Tableau (V.1) :bordereau des prix unitaire de différentes taches de terrassement.*

Désignation	Montant en chiffres
<p>Rémunère les opérations de déblais exécutées mécaniquement sur une profondeur de 1.30 m en terrain ordinaire, la largeur de la fouille est de 0.90 m pour les diamètres supérieur à 200mm, y compris l'ouverture des tranchées, et toutes sujétions éventuelles. Il s'applique au mètre cube (m3).</p>	300,00
<p>Rémunère les opérations de déblais exécutées mécaniquement sur une profondeur de 1.30 m en terrain ordinaire, la largeur de la fouille est de 0.60 m pour les diamètres inférieur ou égale 200mm, y compris l'ouverture des tranchées, et toutes sujétions éventuelles. Il s'applique au mètre cube (m3).</p>	300,00
<p>Rémunère les opérations nécessaires pour déverser les remblais dans les tranchées des conduites avec pilonnage par couches successives de 20 cm, y compris toutes sujétions éventuelles. Il s'applique au mètre cube (m3).</p>	150,00
<p>Rémunère les opérations nécessaires des déblais excédentaires des déblais excédentaires évacués à la décharge pour conduites, y compris le transport, le chargement et toutes sujétions éventuelles. Il s'applique au mètre cube (m3).</p>	400,00

Tableau (V.1) suite :bordereau des prix unitaire de différentes taches de terrassement.

Rémunère la confection du lit de sable posé au fond des tranchées sur une épaisseur de 15 cm, Ya compris le dressage en pente, la fourniture, le transport et toutes sujétions éventuelles. Et aussi l'enrobage d'une couche de 20cm d'épaisseur au-dessus de la conduite. Il s'applique au mètre cube (m3).	1200
Rémunère la fourniture, le transport et la pose d'un avertisseur de couleur bleue, y compris toutes sujétions éventuelles. Il s'applique au mètre carré (m2).	35,00
Rémunère la démolition et la remise en état de la chaussée goudronnée à la scie, y compris couches TVC de grave cut-back, et béton bitumineux selon les normes de la DTP et toutes sujétions éventuelles. Il s'applique au mètre carré (m2).	2400,00

V.4.2. Conduites :

Tableau (V.2) :bordereau des prix unitaire des conduites.

Désignation	Montant en Chiffres
Rémunère la fourniture, le transport et la pose des tuyaux en PEHD PN 10 bars, compris le raccordement et toutes sujétions éventuelles.	
Prix de mètre linéaire (ml) DN 250mm	
Prix de mètre linéaire (ml) DN 200mm	3842,879
Prix de mètre linéaire (ml) DN 160mm	2458,94
Prix de mètre linéaire (ml) DN 125mm	1607,37
Prix de mètre linéaire (ml) DN 110mm	976,090
Prix de mètre linéaire (ml) DN 90mm	701,948
Prix de mètre linéaire (ml) DN 75 mm	479,91
Prix de mètre linéaire (ml) DN 63mm	348,240
Prix de mètre linéaire (ml) DN 50mm	249,231
Prix de mètre linéaire (ml) DN 40mm	158,074
Prix de mètre linéaire (ml) DN 32mm	101,399
Prix de mètre linéaire (ml) DN 20mm	65,00
	35,00

V.4.3 équipements hydraulique de réseau d'AEP

Tableau (V.3) :bordereau des prix unitaire des équipements de réseau d'AEP.

Désignation	Montant en chiffres
Pose, fourniture et transport des robinets vannes à bride en fonte PN 10 bars :	
DN 300 mm	68000,00
DN 200 mm	39000,00
DN 150 mm	24000,00
DN 100 mm	19000,00
DN 75 mm	16000,00
DN 65 mm	16000,00
DN 50 mm	15000,00
DN 40 mm	9000,00
Pose, fourniture et transport de Té en PEHD PN 10 bars :	
DN 250 mm	10000,00
DN 200 mm	7000,00
DN 160 mm	5000,00
DN 125 mm	4000,00
DN 110 mm	3500,00
DN 75 mm	2000,00
DN 50 mm	1600,00
DN 40 mm	1200,00
DN 32 mm	1000,00

V.5.Devis estimatif et quantitatif :**V.5.1. terrassement :****Tableau (V.4) :détermination de devis quantitatif et estimatif de différentes taches de terrassement.**

Désignation	unité	Quantité	Prix unitaire	Prix totale
Déblais pour DN \geq 200mm	m ³	1585,20	300,00	475561,117
Déblais pour DN \leq 200mm	m ³	11696,65	300,00	3508992,08
Remblais fin	m ³	9655,96	150,00	1448394,54
Excédent	m ³	3625,88	400,00	1450352,17
Sable	m ³	1268,84	1200,00	1522615,86
Avertisseur couleur bleu	ml	13559	35,00	474565,00
La démolition et la remise en état de la chaussée goudronnée à la scie, y compris couches TVC de grave cut-back, et béton bitumineux selon les normes de la DTP	m ²	8458,97	2400,00	20301544,8
			TOTAL	29182025,6

V.5.2 Conduites :

Tableau (V.5) :détermination de devis quantitatif et estimatif des conduits.

Désignation	Unité	quantité	Prix unitaire	Prix total
Pose, fourniture et transport des conduites en PEHD PN 10 bars :				
DN 250 mm	MI	1078,59	3842,879	4144890,86
DN 200 mm	MI	946,68	2458,94	2327829,32
DN 160 mm	MI	985,75	1607,37	1584464,98
DN 125 mm	MI	510,39	976,090	498186,575
DN 110 mm	MI	999,15	701,948	701351,344
DN 90mm	MI	436,3	479,91	209384,733
DN 75 mm	MI	728,12	348,240	253560,509
DN 63 mm	MI	353,04	249,231	87988,5122
DN 50 mm	MI	2402,81	158,074	379821,788
DN 40 mm	MI	1338,28	101,399	135700,254
DN 32 mm	MI	2949,18	65,00	191696,7
DN 20 mm	MI	830,71	35,00	29074,85
			TOTAL	10543950,4

V.5.3 : équipements hydraulique du réseau d'AEP:

Tableau (V.6) :Détermination de devis quantitatif et estimatif de différents équipements du réseau d'AEP.

Désignation	Unité	quantité	Prix unitaire	Prix total
Pose, fourniture et transport des robinets vannes à bride en fonte PN 10 bars :				
DN 300 mm	U	1	68000,00	68000,00
DN 200 mm	U	4	39000,00	156000,00
DN 150 mm	U	1	24000,00	24000,00
DN 100 mm	U	2	19000,00	38000,00
DN 65 mm	U	1	16000,00	16000,00
DN 50 mm	U	2	15000,00	30000,00
DN 40 mm	U	4	9000,00	36000,00

Pose, fourniture et transport de Té en PEHD PN 10 bars :				
DN 250 mm	U	1	10000,00	10000,00
DN 200 mm	U	2	7000,00	14000,00
DN 160 mm	U	2	5000,00	10000,00
DN 125 mm	U	1	4000,00	4000,00
DN 110 mm	U	3	3500,00	10500,00
DN 75 mm	U	1	2000,00	2000,00
DN 50 mm	U	1	1600,00	1600,00
DN 40 mm	U	1	1200,00	1200,00
DN 32 mm	U	3	1000,00	3000,00
Pose, fourniture et transport des colliers de prise en PEHD PN 10 bars :				
DN 50	U	7	120,00	840,00
DN 40	U	3	80,00	240,00
DN 32	U	3	60,00	180,00
DN 20	U	4	40,00	160,00
			TOTAL	425720,00

V.5.4 : Ouvrage de stockage:*Tableau (V.7):le cout des ouvrage de stockage*

Réservoir	forme	prix unitaire	prix
réservoir 1	Circulaire	U	17000000,00
réservoir 2	Circulaire	U	17000000,00

V.6.Cout total du projet:

Après avoir fait les calculs au tableau ci-dessus, les résultats trouvés sont :

Montant de projet en hors taxe (HT): 74151696,00 DZD.

TVA (19%):14088823DZD.

Montant de projet total en toute taxe comprise (TTC): 88240519DZD

Arrêté le présent devis à la somme de (TTC) : quatre-vingts huit millions deux cent quarante mille cinq cent dix neuf dinars .

V.7.Conclusion :

Cette partie permet d'effectuer un devis estimatif et quantitatif approximatif, et d'avoir une idée sur le montant total de réalisation du projet du réseau d'alimentation en eau potable. Elle permet aussi de connaître l'enveloppe d'argent demandée suivant toutes les opérations réalisées du projet.

Chapitre VI: Organisation de chantier

VI.1 Introduction :

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens et des démarches nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter avant d'aller sur chantier et d'avant le commencement de la réalisation.

VI.2 La gestion technique de chantier :

VI.2.1 Généralité :

La gestion technique du chantier est assurée par le chef de projet. Il doit veiller au bon fonctionnement du chantier. Il doit s'assurer que les intervenants sur site disposent des plans d'exécution à jour, que les travaux sont conformes aux documents contractuels et aux spécifications techniques, que les moyens matériels et humains disponibles sur chantier correspondent aux engagements des intervenants, que les délais de réalisation des tâches décomposées sont respectés, que les matériaux utilisés sont conformes, que les approvisionnements sont en quantité suffisante pour couvrir les travaux prévus avant le prochain cycle de réapprovisionnement, que les essais techniques prévus sont réalisés selon les normes, que les consignes de sécurité sont appliquées.

Le chef de projet assure principalement les tâches par des inspections visuelles sur chantier et des réunions de coordination sur site et par une concertation avec les intervenants.

Toutes les réunions sont présidées par le maître de l'ouvrage et sanctionnées par un procès-verbal signé par toutes les parties.

Le fonctionnement du chantier doit être clairement défini, de telle sorte que chaque intervenant sache la tâche qu'il lui incombe et de qu'il dépend. Pour une bonne maîtrise de chantier, il est nécessaire de répondre aux cinq questions suivantes :

- ❖ **Quoi faire ?** Étendue du projet, conception, technologie retenue, type de réalisation.
- ❖ **Comment faire ?** Décomposition des tâches ou lots maîtrisables par ensembles ou sous-ensembles avec un éclatement par famille, définir l'antériorité des tâches, établir le quantitatif de chaque tâche.
- ❖ **Quand faire ?** : définir les délais de chaque tâche en tenant compte de tous les paramètres qui influent ; difficultés de mise en œuvre, de la technologie retenue pour la réalisation, de la complexité, de la répétitivité des éléments de l'ouvrage
- ❖ **Par quoi faire ?** Recensement des ressources en moyen humain et matériel
- ❖ **Combien faire ?** Estimation du budget prévisionnel, affectation des coûts à chaque tâche, établir un planning prévisionnel des consommations financières pour toute la durée de réalisation.

La gestion du chantier requiert une vision globale de l'étendue du projet et de disposer sur site tous les documents contractuels (contrat, bordereaux des prix unitaires, quantitatifs, plannings de réalisation par entreprise et du planning général de

réalisation, des cahier de charges, spécifications techniques générales, spécification techniques particulières par corps d'état, quantitatifs, normes et les plans d'exécution en trois exemplaires visés par l'organisme de contrôle et portant la mention « bon pour exécution » Un règlement de chantier doit être instauré et devra faire l'objet d'une large diffusion auprès de toutes les parties intervenantes sur site [17].

VI.2.2 Les intervenants dans un projet d'hydraulique :

Les participants habituels à la vie quotidienne de chantier sont :

VI.2.2.1 Le maître d'ouvrage :

C'est la personne (personne morale, privée ou publique) pour le compte de laquelle sont réalisés les ouvrages de bâtiment ou d'infrastructure. Il en est le commanditaire et celui qui en supporte le coût. Dans notre cas le maître d'ouvrage c'est la direction des ressources en eau de la wilaya de Jijel (DRE) [17].

VI.2.2.2 Le maître d'œuvre :

En général c'est un bureau d'étude en hydraulique chargé à faire une étude de projet et de le suivre jusqu'à la phase de réception[17].

VI.2.2.3 Le control technique d'hydraulique (CTH) :

L'organisme national de contrôle technique de la construction hydraulique, CTH par abréviation, est une entreprise qui relève du portefeuille du groupe études et réalisation hydraulique, dénommé GERHYD, placé sous l'autorité du ministre des ressources en eau[17].

VI.2.2.4 L'entreprise réalisatrice :

C'est une entreprise autonome physique ou moral chargé à réalisé le projet dans les conditions et les délais précisé par le maître d'ouvrage[17].

VI.2.3 Gestion administrative :

Le maître d'ouvrage est seul habilité à établir les documents administratifs suivants :

- Laissez-passer pour le personnel appelé à intervenir sur chantier.
- Les autorisations de circuler pour les véhicules
- Les fiches de sortie de matériel
- Les fiches d'entrée ou de sortie des matériaux[17].

VI.2.4 Les réunions de chantier :

VI.2.4.1 Réunions hebdomadaires de coordination :

Avant les réunions de coordination, le maître de l'ouvrage assisté par le maître d'œuvre et/ou le bureau d'étude ou du personnel compétent, procède à une inspection visuelle des travaux réalisés par l'entreprise concernée par la réunion.

Le maître de l'ouvrage tient des réunions hebdomadaires avec chaque entreprise en vue de traiter les problèmes courants de sa compétence.

Il se fera assister par le maitre d'œuvre et/ou le bureau d'étude si nécessaire. Au cours de cette réunion seront traités :

L'avancement des travaux de la période précédente en comparaison avec le planning et des engagements pris lors de la réunion précédente, la qualité des travaux et les remarques éventuelles, les quantités mises en œuvre et les attachements, les problèmes techniques rencontrés liés à l'exécution de ses tâches et décider des actions appropriées, les modifications éventuelles avec les conséquences sur les délais et cout des travaux générés par la transmission des ordres de service, la facturation.

Cette réunion est sanctionnée par un procès-verbal signé par tous les participants[17].

VI.2.4.2 Réunions mensuelles de coordination :

La réunion de coordination mensuelle doit être est la synthèse des réunions de coordination hebdomadaires.

Avant les réunions de coordination, la maitre de l'ouvrage assisté par le maitre d'œuvre et/ou le bureau d'étude ou du personnel compétent, procède à une inspection visuelle des travaux réalisés et constate leur état d'avancement réalisé par tous les intervenants.

Le maitre de l'ouvrage convoque et préside une réunion mensuelle avec toutes les entreprises intervenant sur chantier, le maitre d'œuvre, le bureau d'étude et l'organisme de contrôle.

Il analyse le respect des engagements pris par les intervenants lors de la précédente réunion. Il fait le point sur l'état d'avancement générale des travaux en liaison au planning général de réalisation, recenser les retards éventuels et diagnostiquer leur origine avec les conséquences et les solutions préconisées pour absorber le retard, régler les problèmes techniques d'interface entre les entreprises, coordonner les travaux, évaluer l'impact sur chaque entreprise en cas de modification éventuelle. Le maitre de l'ouvrage procède à la mise à jour éventuelle du planning.

Cette réunion est sanctionnée par un procès-verbal signé par tous les participants[17].

VI.2.4.3 Réunions exceptionnelles :

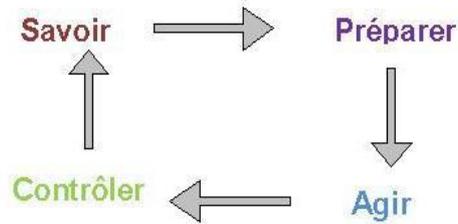
Le maitre de l'ouvrage est habilité à provoquer des réunions exceptionnelles qui peuvent se tenir immédiatement avec toute entreprise : en cas d'accident, violation des consignes de sécurité, vol, mal façon avérée dans l'exécution des travaux ou invoquer toute autre raison.

Les intervenants peuvent aussi demander de tenir une réunion avec le maitre de l'ouvrage un compte rendu sera établi et signé contradictoirement[17].

VI.3 Organisation des chantiers :

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un travail pour abaisser les coûts de productions en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité. Pour cela il faut:

- Comprendre afin de prévoir, d'organiser, de préparer avant d'agir
- Bien exécuter, ordonner et coordonner le programme d'action
- Contrôler pour savoir si nos prévisions étaient valables et que nous pouvons les exécuter pour les prochains chantiers



L'étude relative à l'organisation d'un chantier, quelle que soit son importance est une technique utile et bien précise tendant à assurer l'exécution des travaux dans les meilleurs délais avec le moindre coût.

L'organisation d'un chantier demande et impose un rythme de travail et pour cela il faut une bonne utilisation des moyens humains et matériels dans le but de rechercher : la rapidité, la qualité et l'économie[18] .

VI.3.1 La direction de chantier :

La direction du chantier est assurée par un chef de projet. Cette direction est responsable de la bonne exécution technique des travaux et financière. Le chef de projet sera chargé de :

- L'analyse et l'acceptation du planning détaillé des travaux proposé par l'entreprise.
- La vérification et l'approbation des notes de calculs et des Plans d'exécution de l'ouvrage ;
- La supervision du chantier ;
- La conduite des réunions de chantier ;
- L'établissement et la signature des procès-verbaux de réception provisoire à la fin des travaux, en réception définitive.
- L'établissement des rapports d'avancement technique et financier. Le rapport mensuel fait le point d'avancement en insistant sur le respect du planning. Il signale les problèmes qui se sont posés et la manière dont ils ont été résolus ou non[18] .

VI.3.2 Organigramme de chantier :

Le Maître de l'ouvrage doit définir un organigramme de liaison avec les intervenants : Dans les relations sur chantier entre les intervenants, nous rencontrons deux types d'organigrammes :

VI.3.2.1 Relation contractuelles :

Les instructions sont données par écrit par le Maître de l'ouvrage directement vers les entreprises ou partenaires contractants et non à leurs éventuels sous-traitants[18] .

VI.3.2.2 Relation fonctionnelles :

Le maître de l'ouvrage peut être amené à demander ou Autoriser le Maître de l'œuvre de délivrer un ordre de service ou une instruction à l'Entrepreneur. Si cette instruction concerne un sous-traitant, la transmission se fera sous couvert de l'Entrepreneur, il n'y a pas de relation directe entre le Maître d'œuvre et le sous-traitant[18] .

VI.3.3 Services Chantiers :

Sont les terrains où se cumulent et se rassemblent tous les moyens de réalisation de projets, soit humains, matériels et techniques. Les chantiers sont des éléments vitaux pour l'entreprise de travaux bâtiments, et sans eux elle ne pourra pas réaliser ces activités, on distingue[18] .

VI.3.3.1 Les Moyens Matériels :

C'est tous les biens dont l'entreprise a besoin dans le cadre de son exploitation et sa production (les Terrains, les machines, marchandises, les outils,...) et on trouve :

- Transport de matières et fournitures.
- Transport de personnels.
- Engins et outils du travail[18] .

VI.3.3.2 Moyens Humains (Personnels) :

C'est l'ensemble des cadres (Techniciens, Ingénieurs, Conducteurs,...) et les travailleurs qui constituent la force humaine dans le chantier. On distingue :

- Un chef projet
- Un assistant au chef projet chargé des études
- Un ingénieur en hydraulique
- Un ou des conducteurs de travaux.
- Un ou des chefs chantier.
- Un chef contrôle interne chargé de l'hygiène et la sécurité[18] .

VI.3.4 L'équipe d'exécution des travaux :

Une équipe d'exécution des travaux se compose généralement par :

VI.3.4.1 Conducteur des Travaux :

Est un agent qui dirige, suit, et contrôle les travaux sur un chantier, et sa mission principale consiste à :

- Contrôler la conformité des matières et fournitures achetées.
- Diriger et gérer les travailleurs.
- Suivre les travaux dans les chantiers.

Pour accueillir le personnel du chantier.

VI.3.4.2 Chef de Chantier :

Est le responsable en pratique d'une équipe dans un chantier ou dans une entreprise.

VI.3.4.3 Maçons :

Sont des ouvriers ou salariés qui réalisent une construction en maçonnerie (gros œuvre), ou de légers ouvrages comme les regards des vannes.

VI.3.4.4 Main d'œuvres :

Sont des ouvriers ou salariés affectés à des travaux ne nécessitant pas de connaissances professionnelles spéciales, et à des tâches non spécialisées dans le chantier, et qui sont à la base de la hiérarchie des salaires.

VI.3.4.5 Ferrailleurs :

Sont des ouvriers ou salariés chargés de la mise en place des fers d'un ouvrage en béton armé.

VI.3.4.6 Coffreurs :

Sont des ouvriers ou salariés chargés de construire et composer des formes destinées au moulage et à la prise du béton dans un chantier. Soit coffrage en bois ou métallique.

VI.3.5 Installation du chantier:

Un chantier est défini par une installation permanente dans un lieu généralement ouvert, il dure le temps de la construction de l'ouvrage.

Pour l'installation du chantier, l'entreprise se procure le terrain dont elle a besoin dans la mesure où le terrain mis à sa disposition ne sera suffisant. Elle supporte toutes les charges relatives à l'établissement et à l'entretien des installations de chantier, y compris les chemins de service et les voies de desserte du chantier qui ne sont pas ouvertes à la circulation publique[18] .

VI.3.5.1 Rôle de l'installation de chantier :

L'installation de chantier sert à :

- Organiser le déroulement du chantier ;
- Ordonner le chantier ;
- Positionner les éléments.

Organisation du chantier doit permettre :

- De prévoir les différentes phases de réalisation en déplaçant le moins possible les hommes, les matériels, les matériaux (y compris lors du repliement du chantier) ;
- De faciliter la cohabitation et le dialogue entre les différents corps d'état ;
- Mais aussi d'utiliser au mieux l'espace disponible notamment en chantier urbain[18] .

VI.3.5.2 Plan d'installation de chantier (PIC) :

Avant l'ouverture de chantier, il est indispensable d'établir un plan d'installation de chantier. L'élaboration de ce plan nécessite le recensement des besoins de toutes les entreprises en airs de travail et de définir en concertation avec les entreprises, les emplacements qui leur seront affectées et définir un agencement fonctionnel qui permet à circulation des engins, le contrôle des déplacements du personnel et le gardiennage général du site. Ce plan sera complété par les dates d'occupation et de repli et d'évacuation, pour une utilisation rationnelle et éventuelle nouvelle affectation de la zone.

Ce plan d'installation devra représenter les aires suivantes :

- a) Une zone dégagée destinée à la construction de tous les ouvrages à réaliser.
- b) Le tracé de réseau à exécuter (alimentation en eau potable.)
- c) Les voies d'accès et de circulation à l'intérieur du chantier.
- d) Une zone pour la préparation du ferrailage, du coffrage et des éléments préfabriqués en béton
- e) Une zone de stockage des matériaux de construction.
- f) Une aire pour les baraques de gestion du chantier (il est préférable de regrouper tous les intervenants dans le même espace).

Un plan d'installation de chantier PIC est généralement établi à partir d'un plan de masse et définit les matériels « fixes » nécessaires à la réalisation des ouvrages et les cantonnements pour accueillir le personnel du chantier[18] .

VI.3.6 Les Engins :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- un rétro-chargeur ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.
- camion à benne ;
- camion plateau ;
- bétonnière ;
- machine de soudage bout à bout[18] .

Les différents engins utilisés ,voir *Annexe(VI.1.2.3.4.5.6.7.8.9)*

VI.4 Conclusion :

L'organisation de chantier est une phase très importante dans la réussite d'un projet, elle nous permet de respecter la qualité des travaux, le prix et les délais pour satisfaire le maître d'ouvrage.

Chapitre VII : Mode d'exécution des travaux

VII.1 Introduction :

Après la phase d'étude on passe à la réalisation du projet, qui est dans la majorité des cas confié à une entreprise spécialisée, le financement étant assuré par le maître d'ouvrage. Au cours de sa création, il doit être mis sous surveillance pour que les travaux établis conformément aux prescriptions contenues dans les documents contractuels ainsi qu'aux règles de l'art.

VII.2 Opérations préliminaires aux travaux :**VII.2.1 Etudes géotechniques :**

Tout projet fait l'objet d'une étude géotechnique préalable. Les résultats de l'étude géotechnique préalable sont fournis par le maître de l'ouvrage. afin de permettre à l'entrepreneur d'adapter ses propositions techniques aux difficultés susceptibles d'être rencontrées.

La prise en compte des conditions géotechniques dans l'établissement du projet est complétée par un suivi au niveau des travaux. Ce suivi est adapté à l'importance du projet et des risques géotechniques. Il est assuré contradictoirement par le maître d'œuvre et l'entrepreneur. Au moment de l'exécution, il y a lieu de s'assurer que les dispositions prévues sont effectivement appropriées. Dans le cas contraire, l'entrepreneur soumet au maître d'œuvre les dispositions adaptées aux conditions de chantier réellement rencontrées[19].

VII.2.2 Accès - installations et emprises du chantier :***VII.2.2.1 Travaux en domaine public :***

Le maître d'ouvrage ou son représentant précise, avant le commencement des travaux, toutes les prescriptions et autorisations obligatoires pour accéder sur le chantier, à toutes les installations et à son emprise.

Il délimite les emplacements mis à la disposition de l'entreprise pour les installations de chantier, ainsi que les lieux de stockage. Il précise les largeurs d'emprise réservées à la réalisation des travaux et éventuellement la longueur maximum des tronçons neutralisés[19].

VII.2.2.2 Travaux en propriété privée :

Les indemnités éventuelles pour occupation temporaire et pour servitudes relatives à cette zone sont à la charge du maître de l'ouvrage.

Sauf accord que l'entrepreneur pourrait obtenir des propriétaires des terrains traversés, la circulation des ouvriers et des engins ne pourra s'effectuer qu'à l'intérieur d'une zone définie par le maître de l'ouvrage.

Le maître de l'ouvrage fournit à l'entrepreneur copie des pièces concernant les autorisations de passage en terrain privé et éventuellement les servitudes[19].

VII.2.2.3 Signalisation :

Avant de commencer un travail sur voie publique, le balisage et les panneaux de signalisation temporaire de chantier sont mis en place conformément aux normes HSE[19].

VII.2.2.4 Protection de chantiers :

Selon la nature, l'importance. La durée et le voisinage, les chantiers sont signalés et protégés par des dispositifs adaptés[19].

VII.3 Reconnaissance du chantier – piquetage :

- La reconnaissance du tracé de la conduite, après réception des réponses à la déclaration d'intention de commencement de travaux (DICT) est effectuée contradictoirement, et comporte la vérification de la conformité de la plate-forme livrée à l'entrepreneur et des pièces du marché.
- L'entrepreneur procède, avant l'exécution du piquetage général, à la reconnaissance des conduites, câbles ou autres ouvrages souterrains, s'il y a lieu par des sondages décidés par le maître d'œuvre. Au cas où les sondages de reconnaissance font apparaître l'impossibilité de réaliser le projet tel que prévu, l'entrepreneur en réfère au maître d'œuvre, se conforme à ses instructions et procède à l'implantation des nouvelles dispositions retenues.
- En outre, lorsque certains services publics et autres propriétaires d'ouvrages empruntant le domaine public jugent nécessaire, tant en vue de la sécurité que pour éviter des troubles de fonctionnement, l'adoption de mesures particulières, le maître d'œuvre les notifie par ordre de service à l'entrepreneur[19].

VII.4 exécution des travaux:

L'entrepreneur est tenu de porter, par écrit, à la connaissance du maître d'œuvre tout élément qui, en cours de travaux, lui apparaîtrait susceptible de compromettre la tenue des ouvrages. Il en est de même si l'entrepreneur décèle une impossibilité d'exécution. Si le maître d'œuvre le lui demande, il soumet à son agrément les pièces techniques modifiées pour la partie du tracé intéressé, ainsi qu'un détail estimatif rectificatif dans la mesure où les modifications du projet initial entraîneraient cette rectification[19].

VII.4.1 Elimination des venues d'eaux :

L'entrepreneur doit, sous sa responsabilité, organiser son chantier de manière à le débarrasser des venues d'eaux de toute sorte, à maintenir les écoulements et à prendre les mesures utiles pour que ceux-ci ne soient pas préjudiciables aux biens de toute nature susceptibles d'être concernés.

Il est tenu d'avoir sur le chantier ou à sa disposition les moyens d'épuisement nécessaires. Il soumet au maître d'œuvre les dispositions envisagées, notamment sur le matériel à adopter[19].

VII.4.1.1 Drainage du fond de fouille :

Dans le cas où un drainage temporaire, sous l'appui des tuyaux, est nécessaire, il est réalisé à l'aide de drains entourés d'une épaisseur suffisante de matériaux drainants. Dans tous les cas, le drainage est obturé à intervalles appropriés avant remblai[19].

VII.4.2 Exécution des fouilles :

L'entrepreneur prend toutes les dispositions utiles pour éviter tous les éboulements et assurer la sécurité du personnel, conformément aux règlements, par tous moyens adaptés en fonction de la nature du sol, de la profondeur de la fouille, de l'environnement, etc. Au cours des travaux, le dépôt de déblais et la circulation des engins sont organisés afin d'éviter tout éboulement.

Les déblais pour réutilisation en remblais sont disposés le long de la fouille. Les terres en excédent ou impropres au remblaiement sont évacuées aux décharges.

Si le fond de fouille n'a pas une consistance suffisante, permettant d'assurer la stabilité du lit de pose des tuyaux et du remblai, l'entrepreneur en informe le maître d'œuvre, qui arrête les mesures à prendre.

Pendant l'exécution des travaux, toutes dispositions utiles sont prises pour assurer la sécurité des personnes et des biens ainsi que le soutien des conduites, câbles et autres ouvrages rencontrés pour qu'aucun dommage ne leur soit causé.

En cas de dommages à un réseau, l'entrepreneur en informe sans délai l'exploitant du réseau et en rend compte au maître d'œuvre[19].

VII.4.2.1 Travaux en zone rural :

Lorsqu'une tranchée est ouverte dans un terrain de culture ou une prairie, la terre végétale est déposée à part en vue de son réemploi.

Lorsqu'une tranchée est ouverte en terrain boisé, il est procédé au débroussaillage et si nécessaire à l'abattage des arbres avec ou sans dessouchage, et sauf demande contraire des propriétaires, au rangement des produits ou à leur évacuation[19].

VII.4.2.2 Travaux en milieu urbain ou agglomération rural :

Lorsqu'une tranchée est ouverte sous route, trottoir ou chemin, il est procédé au découpage soigné des matériaux qui constituent le revêtement ainsi que ceux de la fondation sans ébranler ni dégrader les parties voisines[19].

VII.4.2.3 Travaux en zone paysagère :

Les normes précisent les cas où le gazon est découpé en mottes et où les arbustes sont mis en jauge en vue de leur réutilisation[19].

VII.4.2.4 Tranchées en sous-sol rocheux :

Les normes précisent les tronçons où l'emploi de l'explosif est interdit. Pour les tranchées exécutées à l'explosif, l'entrepreneur soumet au maître d'œuvre la méthode d'exécution et le plan de tir.

Les normes précisent s'il y a lieu ou non d'évacuer les déblais en totalité et la destination des matériaux à évacuer, y compris ceux provenant des revêtements et de leurs fondations.

Les normes précisent les lieux de mise en décharge des excédents[19].

VII.4.2.5 Dimensions des tranchées :

La largeur de la tranchée, au fond, entre blindages s'ils existent, est au moins égale au diamètre extérieur du tuyau avec des largeurs de 0,30 mètre de part et d'autre pour les diamètres nominaux inférieurs ou égaux à 600 et de 0,40 mètre au-delà de cette valeur. Si la tranchée est prévue pour recevoir plusieurs conduites d'eau potable, la largeur au fond entre blindages, s'ils existent, est au moins égale à la somme des diamètres extérieurs des conduites augmentée de 0,60 mètre, 0,70 mètre ou 0,80 mètre selon le diamètre nominal et autant de fois de 0,50 mètre qu'il y a de conduites moins une[19].

VII.4.2.6 Fond de fouille :

Le fond de fouille, après creusement et si nécessaire compactage, est réglé suivant la pente prescrite aux normes d'exécution, aucune inversion de pente non prévue au projet n'est tolérée. L'appui ainsi réalisé conformément au projet prenant en compte les normes de produits permet à chaque tuyau de reposer tout le long du fût. Des niches sont creusées pour le logement des abouts et la confection des joints si leur nature le nécessite. Lorsque des bancs rocheux ou des maçonneries sont rencontrés, le fond de fouille est approfondi d'au moins 0,10 m. Le volume ainsi enlevé est remplacé par un matériau de granularité appropriée mis en place et compacté.

Si le fond de fouille n'a pas les caractéristiques de portance suffisante dans les conditions définies au 1er alinéa, la tranchée est approfondie d'une hauteur dépendant des caractéristiques du fond de fouille, du matériau des tuyaux, de leurs diamètres et de leurs caractéristiques.

Dans le cas où après ouverture des fouilles, la fondation prévue, même améliorée par les dispositions courantes spécifiées à l'alinéa précédent, ne peut garantir la sécurité et la pérennité de l'ouvrage, l'entrepreneur informe le maître d'œuvre des difficultés rencontrées, et ce dernier arrête les mesures à prendre. Il y a des normes qui peuvent prescrire l'exécution systématique d'un lit de pose en matériaux spéciaux, même si le fond de fouille satisfait aux conditions d'appui[19].

VII.5 Pose de tuyaux :

VII.5.1 Manutention :

Les produits sont manutentionnés, stockés et bardés dans des conditions non susceptibles de les détériorer et à l'aide de dispositifs adaptés. Une attention particulière est portée au maintien dans leur état d'origine de leur géométrie, de leurs extrémités, de leurs revêtements.

Les techniques de manutention ne répondant pas à ces exigences fonctionnelles sont interdites, par exemple épingleage par l'intérieur, utilisation de crochets non protégés, roulage sur le sol, etc.

Les produits sont déposés sans brutalité sur le sol ou dans la tranchée. Tout produit qu'un faux man d'œuvre a laissé tomber, de quelque hauteur que ce soit, est considéré comme suspect et ne peut être posé qu'après vérification[19].

VII.5.2 Coupe des tuyaux :

Lorsque les exigences de la pose le rendent nécessaire il est admis de procéder à des coupes de tuyaux. Toutes les précautions sont prises toutefois pour que l'opération ne soit faite qu'en cas de nécessité.

Les coupes sont faites par tous procédés adaptés aux matériaux de manière à ne pas en perturber l'état physique et à obtenir des coupes de géométrie appropriée et nettes, formant avec l'élément adjacent un assemblage de même qualité qu'avec un about d'origine[19].

VII.5.3 Pose des conduites en tranchée :

Au moment de leur mise en place, les tuyaux sont examinés à l'intérieur et débarrassés de tous corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits, leurs abouts sont nettoyés.

Après avoir été descendu dans la tranchée, le tuyau est aligné avec celui qui le précède. Le calage latéral, s'il est nécessaire, est soit définitif par remblai partiel symétrique, soit provisoire à l'aide de dispositifs appropriés. Dans tous les cas, la conduite ne repose sur aucun point dur existant ou rapporté (rochers, maçonnerie, calage provisoire, etc.).

Après assemblage, le jeu longitudinal et la déviation angulaire entre les éléments adjacents sont maintenus dans les limites indiquées par les normes de produits. A chaque arrêt de travail, les extrémités des conduites en cours de pose sont obturées pour éviter l'introduction de corps étrangers.

Lorsque les terrains traversés et/ou les conditions d'implantation créent des situations d'agressivité vis-à-vis des produits installés, les dispositions spécifiées à cet effet par les normes de produit sont mises en œuvre.

Les revêtements sont reconstitués partout où ils ont été détériorés. Pour les produits qui y sont sensibles, la température ambiante et ses variations sont prises en compte en respectant les prescriptions des normes de produits (cas de la dilatation, des retraites, de l'état du revêtement, de la fragilisation du produit, etc.).

Les tuyaux cintrés ne peuvent être utilisés que s'ils sont posés à plat, c'est-à-dire que si le plan de déformation est parallèle au plan du fond de fouille, pour éviter notamment la présence néfaste de poches d'air[19].

VII.5.4 Assemblage des conduites :

L'assemblage des conduites consiste en la mise en œuvre des joints entre éléments contigus du réseau. Les objectifs de cette opération sont:

- 1) Dans tous les cas : maintenir l'étanchéité du réseau aux conditions de service prévues, y compris en phase transitoire (pression, dépression).
- 2) Préserver la qualité alimentaire de l'eau véhiculée.
- 3) Eventuellement :
 - reprendre les effets de fond.
 - permettre la pose en courbe.
 - permettre les mouvements de l'ouvrage prévus au projet.

- permettre l'isolation ou la continuité électrique[19].

VII.5.4.1 Types de joints existants

Les joints sont définis, fabriqués et mis en œuvre selon les normes. Ils appartiennent aux types suivants :

- joints avec garniture d'étanchéité.
- automatique avec emboîture ou par manchon.
- mécanique.
- joints soudés ou électro-soudés.
- joints isolants spéciaux.
- joints verrouillés ou auto-butés.
- joints à brides.
- joints collés ou laminés[19].

VII.6 Conclusion

Dans ce dernier chapitre, on a précisé les principaux travaux indispensables à la construction du chantier.

Conclusion général

Au cours de ce travail, nous avons fait une étude de dimensionnement du réseau d'alimentation en potable du village de Djemaa beni hbibi, commune Ancer willaya de Jijel.

Après une estimation des différents besoins en eau sur divers horizons, nous avons constaté que les besoins à long terme sont de 74.97 l/s, et l'apport de forage existant est de 35l/s. ce qui est loin de satisfaire les besoins, le déficit sera comblé par le renforcement à partir d'un autre forage projeté avec un débit de 40 l/s.

Afin d'assurer le stockage de l'eau, nous avons vérifié la capacité du réservoir existant qui alimente le village de Djemaa beni hbibi et on a trouvé que le volume du réservoir ne satisfera pas les besoins en eau de village à long terme, de ce fait on est dans l'obligation de renforcer l'approvisionnement par un autre réservoir projeté d'une capacité de 750m³.

Lors de l'étude du réseau de distribution, nous avons opté pour un réseau maillé comme mode de distribution avec des conduites en PEHD PN 10 bars. Le réseau en question a été simulé à l'aide de, logiciel EPANET pour les deux cas : débit de pointe sans et avec le débit incendie.

La réalisation d'un réseau d'AEP est une dépense importante ce qui nécessite un entretien lors de l'exploitation et une bonne gestion qui constituent une nécessité pour un fonctionnement durable.

Après avoir faire un devis estimatif et quantitatif pour notre étude nous avons trouvé que la réalisation de projet coûtera environ: quatre-vingts huit millions deux cent quarante mille cinq cent dix neuf dinars Algérien et vingt Centime. En fin, nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant-projet à une étude détaillée, de garantir une alimentation en eau potable du village de Djemaa beni hbibi et de permettre à tous ses habitants d'avoir un accès avec des quantités suffisantes et d'une manière continue en termes d'eau potable.

Références bibliographiques

- [1] Service technique de l'APC de Wilaya de DJEMAA BNI HBIBI, données sur la situation hydrique de la région de DJEMAA BNI HBIBI.
- [2] **Données** : ADE << l'algérienne Des eaux >> de la commune de al ancer, wilaya de Jijel.
- [3] **GOUDJIL S., SADELLI H.** : Alimentation en eau potable des localités M'nair I, M'nair II, Heddada, DHamnet El Fhel, Ain Belkacem Et Koudiet El Assa (W. Souk Ahras), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaia, juin 2017.
- [4] **AHSENE L.** : Alimentation en eau potable (Adduction) de la commune de Tizi N'Tleta à partir du piquage sur la conduite de transfert Koudiat Acerdoune (W. Tizi-Ouzou), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaia, juin 2015.
- [5] **BENARIBA M.** : Alimentation en eau potable de la ville de CHEbli (W. Blida), Mémoire de Fin d'Etude, Ingénieur d'état en hydraulique, Université Abou Baker Belkaid de Tlemcen, 2012-2013.
- [6] **OULBANI Kh., GHERBI H.** : Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune D'Ouled Sidi Brahim (W. Bordj Bou Arreridj), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaia, juin 2018.
- [7] **ALILECHE D., DERDAR N.** : Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune D'Ait Bouaddou (W. Tizi-Ouzou), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaia, juin 2016.
- [8] **VALIROIN, F.** : Gestion des eaux, alimentation en eau et assainissement, presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 1989.
- [9] **DUPONT, A.** : « Hydraulique urbaine ». Tome II : ouvrage de transport -élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles paris, 1979.
- [10] **BONNIN, J.** : « Aide-mémoire d'Hydraulique Urbaine ». Collection de la direction et de la recherche d'électricité de France, Edition EYROLLES, pages 216, 1982.
- [11] **BENDAHMANE, I et OUBELGHAN.** : « Renforcement de l'AEP de Ouadhais et Taguemount EL Djedid à partir de Takhoukt (Wilaya de Tizi Ouzou) » Mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia 2007.
- [12] **ALIANE, A. et AMRIOU, A.** : Diagnostic et étude du réseau d'alimentation en eau de la commune de Tinebder, Wilaya de Bejaia. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2016.
- [13] **KACET, A. et NAIT OUSLIMANE, S.** : Etude de renforcement du réseau d'AEP de centre Bourached et ses environs, Wilaya d'Ain Defla. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2016.

[14] **BENRADOUANE, N. et BEZAID,Y. :** Mémoire de fin d'étude. Conception et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'un réseau d'assainissement des eaux usés de la région d'ALI MESBAH commune d'EL HAROUCH (W.SKIKDA), master université Abderrahmane Mira, Algérie 72 page juin 2015.

[15] **LEZOUL, B.et CHEKAOUI, L. :** Etude d'ape des six communes sud de la wilaya de Bejaïa et distribution du chef-lieu de Tazmalt, Wilaya Bejaïa, Mémoire de Fin d'Etude, Master ; Université A-Mira Béjaia.102 pages, 2015.

[16] **Manuel d'utilisation du logiciel Epanet**, fournit avec le CD d'installation.

[17] Organisation de chantier. PDF. Dr. LADOUANI Abdelkrim .2005

[18] Préparation d'un chantier.pdf. Edition EYROLLES, Paris 1976.

[19] **MARCHES PUBLICS DE TRAVAUX.** (2003), Cahier des clauses techniques générales, Fascicule 71 ; Fourniture et pose de conduites d'adduction et de distribution d'eau. Imprimerie des Journaux officiels, 26, rue Desaix, 75727 Paris Cedex 15.

Annexe (I.1) : Régime de consommation des agglomérations

Heures	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation ($k_{\max h}$)											
	1,2	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45	1,5	1,7	1,8	1,9	2	2,5
0 - 1	3,5	3,35	3,2	3	2,5	2	1,5	1	0,9	0,85	0,75	0,6
1 - 2	3,45	3,25	3,25	3,2	2,65	2,1	1,5	1	0,9	0,85	0,75	0,6
2 - 3	3,45	3,3	2,9	2,5	2,2	1,85	1,5	1	0,9	0,85	1	1,2
3 - 4	3,4	3,2	2,9	2,6	2,25	1,9	1,5	1	1	1	1	2
4 - 5	3,4	3,25	3,35	3,5	3,2	2,85	2,5	2	1,35	2,7	3	3,5
5 - 6	3,55	3,4	3,75	4,1	3,9	3,7	3,5	3	3,85	4,7	5,5	3,5
6 - 7	4	3,85	4,15	4,5	4,5	4,5	4,5	5	5,2	5,35	5,5	4,5
7 - 8	4,4	4,45	4,65	4,9	5,1	5,3	5,5	6,5	6,2	5,85	5,5	10,2
8 - 9	5	5,2	5,05	4,9	5,35	5,8	6,25	6,5	5,5	4,5	3,5	8,8
9 - 10	4,8	5,05	5,4	5,6	5,85	6,05	6,25	5,5	5,85	4,2	3,5	6,5
10 - 11	4,7	4,85	4,85	4,9	5,35	5,8	6,25	4,5	5	5,5	6	4,1
11 - 12	4,55	4,6	4,6	4,7	5,25	5,7	6,25	5,5	6,5	7,5	8,5	4,1
12 - 13	4,55	4,6	4,5	4,4	4,6	4,8	5	7	7,5	7,9	8,5	3,5
13 - 14	4,45	4,55	4,3	4,1	4,4	4,7	5	7	6,7	6,35	6	3,5
14 - 15	4,6	4,75	4,4	4,1	4,6	5,05	5,5	5,5	5,35	5,2	5	4,7
15 - 16	4,6	4,7	4,55	4,4	4,6	5,3	6	4,5	4,65	4,8	5	6,2
16 - 17	4,6	4,65	4,5	4,3	4,9	5,45	6	5	4,5	4	3,5	10,4
17 - 18	4,3	4,35	4,25	4,1	4,6	5,05	5,5	6,5	5,5	4,5	3,5	9,4
18 - 19	4,35	4,4	4,45	4,5	4,7	4,85	5	6,5	6,3	6,2	6	7,3
19 - 20	4,25	4,3	4,4	4,5	4,5	4,5	4,5	5	5,35	5,7	6	1,6
20 - 21	4,25	4,3	4,4	4,5	4,4	4,2	4	4,5	5	5,5	6	1,6
21 - 22	4,15	4,2	4,5	4,8	4,2	3,6	3	3	3	3	3	1
22 - 23	3,9	3,75	4,2	4,6	3,7	2,85	2	2	2	2	2	0,6
23 - 24	3,8	3,7	3,5	3,3	2,7	2,1	1,5	1	1	1	1	0,6

Annexe(IV.2) :Tube PEHD eau potable PN10

désignation	D_{ext} (mm)	épaisseur en(mm)	pression
Tube PEHD	20	2	10 Bars
Tube PEHD	25	2	10 Bars
Tube PEHD	32	2,4	10 Bars
Tube PEHD	40	3	10 Bars
Tube PEHD	50	3,7	10 Bars
Tube PEHD	63	4,7	10 Bars
Tube PEHD	75	5,6	10 Bars
Tube PEHD	90	5,4	10 Bars
Tube PEHD	110	6,6	10 Bars
Tube PEHD	125	7,4	10 Bars
Tube PEHD	160	9,5	10 Bars
Tube PEHD	200	11,9	10 Bars
Tube PEHD	250	14,8	10 Bars
Tube PEHD	315	18,7	10 Bars
Tube PEHD	400	23,7	10 Bars
Tube PEHD	500	29,7	10 Bars
Tube PEHD	630	37,4	10 Bars



Annexe(VI.1) : pelle hydraulique



Annexe (VI.2) :rétro-chargeur



Annexe (VI.3) : chargeur



Annexe (VI.4) : compacteur mono



Annexe (VI.5) : compacteur manuel



Annexe (VI.6) : camion à benne



Annexe (VI.7) : camion plateau



Annexe (VI.8) : bétonnière



Annexe (VI.9) : machine de soudage bout à bout

Résumé

Résumé

Le manque accru en eau potable au village de Djemaa beni hbibi commune El Ancer due à l'accroissement démographique important nous a amené à dimensionner un réseau d'AEP, qui sera alimenté à partir du forage DN32 (plaine d'Oued El Nil), dont le but de satisfaire la demande en eau de la population actuel et future.

Afin d'aboutir aux objectifs du projet nous avons commencé par recueillir un maximum d'informations, qui portent un intérêt majeur pour établir un bilan des besoins à satisfaire à Long terme. Après avoir vérifié la capacité de réservoir existant nous avons dimensionné le réseau de distribution à l'aide de logiciel Epanet en respectant les pressions et les vitesses appropriées. Par la suite nous avons fait un devis estimatif et quantitatif de notre projet et nous avons conclu que ce projet va coûter au trésor public un budget : quatre-vingts huit millions deux cent quarante mille cinq cent dix neuf dinars. fin nous avons parlé un peu sur l'organisation de chantier et le mode d'exécution des travaux.

Mots clé : AEP ; forage ; réservoir ; distribution ; budget.

Abstract

The increased lack of drinking water in the village of Djemaa beni hbibi in town of EL Ancer due to the significant population growth has led us to design a network of water supply, which will be supplied from drilling DN32 (plain of Oued el nil) to satisfy water demand of the current and future population.

In order to achieve the objectives of the project, we began by gathering as much information as possible, which is of major interest for establishing a long-term needs assessment.

After verifying the existing tank capacity, we designed the distribution network using Epanet software, respecting the appropriate pressures and velocities. Afterwards, we made an estimate and a quantitative estimate of our project and we concluded that this project will cost the treasury a budget of budget: eighty eight millions two hundred and forty mille five hundred and nighnteen dinars .

At the end we talked a little bit about the organization of the site and the way the works were done.

Keywords: water supply network; drilling; tank; Distribution; budget.

Résumé

الملخص

أدى النقص المتزايد في المياه الصالحة للشرب في حي الجمعة بني حبيبي الناتج عن الزيادة المعتبرة في عدد السكان إلي تغيير شبكة التوزيع الحالية و ذلك قصد تلبية حاجيات سكان الحي. لأجل ذلك رصدنا أكبر عدد من المعلومات المهمة للإنجاز المشروع, بعد التأكد من سعة الخزان قمنا بتحديد كمية و نوعية الأنابيب التي ستستعمل في إنجازه وذلك باستخدام برنامج Epanet مع مراعاة السرعات و الضغوطات المناسبة. وأجرينا كشفا كميا و تقديريا للأشغال و استنتجنا أنه سيكلف الخزينة العمومية ما ثمانية وثمانون مليوناً و مئتان و أربعون ألفاً و خمسمائة و عشرة و تسعة دنانير. و في الأخير تحدثنا قليلا عن تنظيم الموقع و طريقة إنجاز الأشغال.

الكلمات المفتاحية : شبكة توزيع المياه ؛ البئر الارتوازي ؛ التوزيع ؛ الميزانية

quatre-vingts huit millions deux cent quarante mille cinq cent dix-neufs dinars