

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE LA GENIE DE LA CONSTRUCTION
Département de Génie Civil



MEMOIRE

DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme master en génie civil
Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements



Proposé par : DHW de Tizi-Ouzou

Présenté par: Mlle ARDJOUN NORA
Mlle GAHRAR FARIDA

Dirigé par : M^r DJEMAI Mohammed maître de conférences (A) à l'UMMTO.

Devant le juré :

Président : Mr KHATTAOUI Mohammed. Professeur (A) à l'UMMTO
Examineur : M^r ARAIBIA Ahmed Salah. Maître assistant (A) à l'UMMTO

Promotion : 2014 / 2015

REMERCEMENTS

Avant tout, nous remercions **Dieu** tout puissant nous avoir donné la patience et la volonté pendant tout notre cursus universitaire.

Premièrement je remercie mon :

- ✓ Promoteur **M^r DJEMAI** pour leurs encadrements et leurs précieux conseils qui ont guidé dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.

Je remercie aussi tous les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner ce travail :

- ✓ **M^r ARAIBIA**
- ✓ **M^r KHATTAOUI**

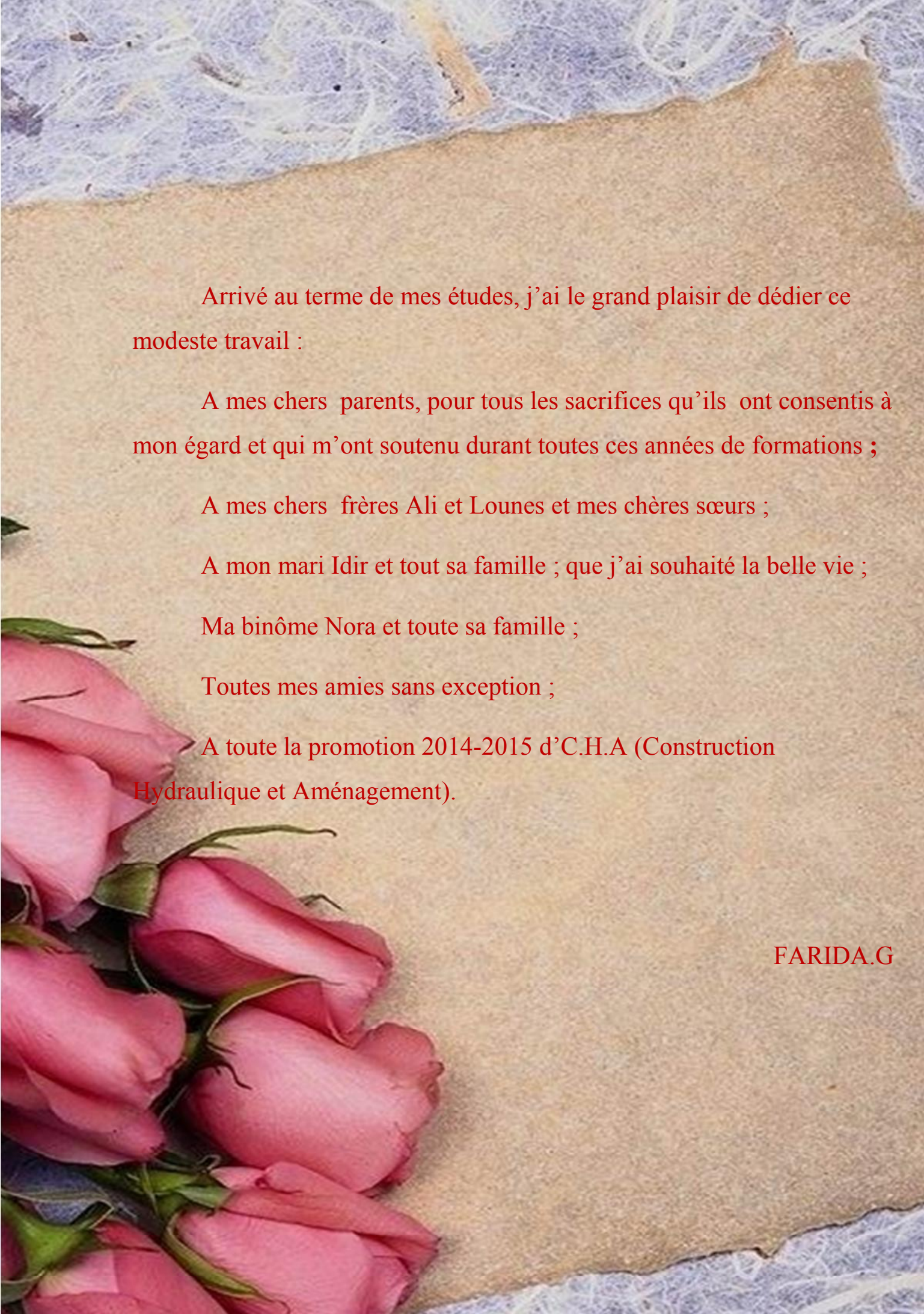
Nous tenons également à remercier tous les enseignants de département de génie civil (UMMTO) qui nous ont dotés d'un bagage durant notre formation de Master.

Nos remerciements vont également à :

M^r. TAREB Rachid, M^r.Kissoum et tout le personnel de l'hydraulique d'Azeffoun ainsi que tout le personnel de l'APC d'Azeffoun et DHW du Tizi ousou.

FARIDA.G

NORA.A



Arrivé au terme de mes études, j'ai le grand plaisir de dédier ce
modeste travail :

A mes chers parents, pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à
mon égard et qui m'ont soutenu durant toutes ces années de formations ;

A mes chers frères Ali et Lounes et mes chères sœurs ;

A mon mari Idir et tout sa famille ; que j'ai souhaité la belle vie ;

Ma binôme Nora et toute sa famille ;

Toutes mes amies sans exception ;

A toute la promotion 2014-2015 d'C.H.A (Construction
Hydraulique et Aménagement).

FARIDA.G

Arrivé au terme de mes études, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail :

A mes chers parents, pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard et qui m'ont soutenu durant toutes ces années de formations ;

A mes chers frère AREZKI et mes chères sœurs ;

A mon marré HAKIM et tout sa famille ;

Ma binôme Farida et toute sa famille ;

Toutes mes amies sans exception ;

A toute la promotion 2014-2015 d'C.H.A (Construction Hydraulique et Aménagement).

NORA A

Abréviations

Liste des abréviations

ACL : Agglomération Chef Lieu.
ADE : Algérienne des Eaux.
AEP : Alimentation en Eau Potable.
APC : Assemblée Populaire Communale.
BCR : Béton compacté au rouleau.
Cons moy j : Consommation moyenne journalière.
Ca : Côte d'arrivée.
Ca : Côte de départ.
C_{hw} : coefficient de hazen williams.
CRS : Capacité de réservoir de stockage.
CTN : Côte Terrain Naturel.
CTP : Côte Trop- Plein.
CW : Chemins willaya
Dex : Diamètre extérieur.
Dec : Diamètre économique.
Dint : Diamètre intérieur.
DHW : Direction d'Hydraulique de la Wilaya.
DN : Diamètre Nominal.
Dot : Dotation.
Fex : Frais d'exploitations.
Fam : Frais d'amortissements.
Hab : habitant.
H_{abs} : Hauteur absolue.
Hg : Hauteur géométrique.
Hinc : Hauteur d'incendie.
Hmt : Hauteur manométrique totale.
Ja : Charge disponible.
J : Pertes de charge.
J' : pertes de charges singulières
j : pertes de charges unitaires
L : longueur de la conduite
ΔH : Pertes de charge totale.
m.c.e : Mètre colonne d'eau.

Liste des abréviations

Max : Maximum.

Min : Minimum.

Moy : Moyen(e).

m.L : Mètre linéaire.

µs/cm : Micro Siemens par centimètre.

ND : Niveau Dynamique.

NGA : Niveau géographique de l'Algérie.

NTU : Unité de Turbidité Néphélométrique.

OMS : Organisation Mondiale de la Santé.

ONM : Organisation Nationale Météorologique.

P.D.C : Pertes de charge.

PDAU : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.

PEBD : Polyéthylène à Basse Densité.

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.

PE : Polyéthylène.

PVC : Chlorure de polyvinyle.

PN : Pression Nominale.

Pmax : surpression

Pmin : dépression

Psol : pression au sol

Puc : prix unitaire

Pw : prix de mètre linéaire de la conduite

Q : Débit.

R : Réservoir.

R.G.P.H : Recensement Géographique de la Population et d'Habitat.

ρ : Résistivité électrique.

T : taux d'accroissement naturel de la population.

T°C : Température.

UCV : Unité de couleur vraie

UFC : Unité formant colonies.

Vinc : Volume d'incendie.

VF : Vitesse finale.

Liste des figures

Liste des figures

Fig I-1 .situation géographique	4
Fig I-2 .Histogramme des précipitations moyennes annuelles (2000-2014)	6
Fig I-3 . Le diagramme Ombrothermique de Gaussen et Bagnauls	7
Fig I-4 . Courbe des températures moyennes annuelles (2000-2014).....	11
Fig.II.1 .evaluation de la population du village Timlouka	16
Fig V -1 . Pose des conduites en terre	33
Fig V-2 . Traversée d'une route au moyen d'une gaine en béton	33
FigV-3 .Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.....	33
Fig V- 4 . Pose en mauvais terrains	34
FigV-5 . Pose de conduites dans un terrain peu consistant	34
Fig V-6 . Pose de conduites dans un terrain agressif	34
Fig V -7 . Pose de canalisation en galerie	35
Fig V-8 . Traversée des routes	35
Fig V-9 . Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton	36
Fig V -10 .Traversée d'une route au moyen d'une gaine	36
Fig V-11 . Traversée d'une rivière	37
Fig V –12 .Traversée d'un cours d'eau	37
Fig V-13 .Pose à proximité d'un cours d'eau usée	37
Fig V-14 .Butée et Amarrage	38
Fig V-15 .Pose en tranchée	39
Fig V-16 .Réalisation de la fouille	40
Fig V-17 .Lit de pose de conduite	40
Fig III-18 .Remblayage des tranchées	42
Fig V-19 .Corrosion des conduites.....	43
FigV-20 .Conduite corrodée (corrosion interne).....	44
Figure VI-1 . Corrosion des conduites	48
Figure VI-2 . Le processus d'obtention du polyéthylène	49
Figure VI-3 : Les tuyaux en PEHD.....	50
Figure VI-4 : Bout à bout. « Bouteuse »	51
Figure VI-5 : Raccordement par accessoires électro-soudable	52
Figure VI-6 : Raccordement par accessoires à compression.....	52
Figure VI-7 : Robinets vanne à opercule	54

Liste des figures

Figure VI-8: Robinets vanne papillon.....	54
Figure VI-9: Ventouses	55
Figure VI-10: Clapet à double battant.....	56
Figure VI-11: Clapet à simple battant (à brides)	56
Figure VI-12 : Représentation de la ligne piézométrique pour une conduite de refoulement	65
Figure VI .13 : Adduction gravitaire avec une seule conduite.....	65
Figure VI-14 : Courbe caractéristique d'une conduite gravitaire.....	66
FigVII.1- Réseau ramifié	77
Fig VIII.1: Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération	95
FigVIII.2 : Emplacement du réservoir en altitude.....	95
Fig.VIII-3: Conduites de la distribution et de vidange	99
Fig VIII-4 : Equipements hydrauliques d'un réservoir	101
Fig VIII-5. Schéma d'un réservoir au sol	102

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Précipitations moyennes annuelles en mm (2000-2014).....	5
Tableau I.2 : pluies annuelles en (mm) et températures en (°C).....	6
Tableau I-3 : Humidité moyenne annuelle en % (ONM de Tizi-Ouzou)	7
Tableau I-4 : la vitesse moyenne du vent mensuelle et annuelle en m/s (O.N.M de Tizi-Ouzou)	8
Tableau I.5 : Température moyenne annuelle en °C (2000-2014).....	9
Tableau I.8 : Répartition générale des terres	11
Tableau I.10 : Nombre de villages	12
Tableau II.1 : Estimation de la population des villages de Timlouka	15
Tableau II.2 . Les besoins en eau du village timlouka pour différents horizons	18
Tableau II. 3 . Les besoins en eau du village timlouka pour différents horizons	18
Tableau II.4 .Les besoins en eau pour l'élevage sont pris égaux à 25% de la consommation humaine	18
Tableau II.5 .Les besoins en eau industrielles sont estimés environ 200 m ³ /j, pour toute la zone industrielle.....	18
Tableau II.6. : Coefficient β_{\max} donné par un tableau en fonction de la taille de l'agglomération	19
Tableau III.1 : caractéristiques des réservoirs de stockage	22
Tableau III.2 . Canalisations de l'adduction gravitaire.....	22
Tableau IV-1 : Paramètres physicochimiques	23
Tableau IV-2 : Paramètres de pollution	24
Tableau IV-3 : Minéralisation globale	25
Tableau IV-4 : Eléments indésirables	25
Tableau IV-5 : Paramètres bactériologiques.....	25
Tableau IV-6 : Variation de la minéralisation en fonction de la température	27
Tableau IV-7 : La résistivité et la minéralisation.....	28
Tableau V-1 : de coefficient K en fonction du sinus du demi-angle x entre les deux conduites.....	39
Tableau V-2 : de Produits et doses de désinfection	42
Tableau VI.1 : calcul de l'adduction qui relie R500 existant Ighil Aferdhas-brise charge Kanis existant	67
Tableau VI.2 : calcul de l'adduction qui relie la brise charge Kanis existant -R50 m ³ existant Thala Hadid	68
Tableau VI.3 : Calcul de l'adduction qui relie brise charge 50m existant Kanis -brise charge projeté Timlouka	69

Liste des tableaux

Tableau VI.4 : Calcul de l'adduction qui relie brise charge projeté -R500 projeté pour Timlouka.....	71
Tableau VI.5 : Calcul de l'adduction qui relie R500 projeté pour Timlouka -R200 de la zone industrielle	72
Tableau VI-10 .Récapitulation de l'adduction gravitaire.....	73
Tableau VI.11 . DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	74
Tableau VI.12 . DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	79
Tableau VII.1 : calcul des débits en route zone sud	80
Tableau VII.2 : calcul des débits nodaux zone sud	82
Tableau VII. 3 : calcul des débits en route zone nord	83
Tableau VII. 4 : calcul des débits nodaux zone nord	85
Tableau VII.5 : calcul des débits en route zone industrielle	85
Tableau VII. 6 : calcul des débits nodaux zone industrielle	85
Tableau VII.7 : état des conduites zone sud	87
Tableau VII.8 : état des nœuds zone sud	88
Tableau VII.9 : états des conduites zone nord	90
Tableau VII.10 : états des nœuds zone nord	91
Tableau VII. 11 : états des conduites zone industrielle	92
Tableau VII.12 : états des nœuds zone industrielle	94
Tableau VIII.1 : Fonctions des réservoirs	97
Tableau. VIII.2 : Valeurs indicatives concernant les réservoirs	98
Tableau VIII. 3 : Calcul de la capacité du réservoir de stockage	105
Tableau VIII. 4 : Caractéristiques des réservoirs projetés.....	106
Tableau VIII.5 : Récapitulatif des capacités et des frais des réservoirs	106

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE	
I-1.Introduction	3
I-2.Situation géographique	3
I-3.Description topographique	3
I-4. Description géologique	4
I-5.Ressources en eau	4
I-6.Situation climatique	5
I-6-1.La pluviométrie	5
I-6-2. Le diagramme Ombrothermique de Gaussen et Bagnauls	6
I-6-3.L'humidité	7
I-6-4. Le vent	8
I-6-5. La température	9
I-7.Alimentation en eau potable (A.E.P).....	11
a) La chaîne d'Azeffoun	11
b) La chaîne de Timizart	11
c) Barrage de Taksebt	11
I-8. Répartition générale des terres	11
I-9 .Cadre sismique	12
I-10. Nombre de villages	12
I-11. Données physiques et administratives	13
I-10.Réseau routier	13
I-11. Eaux pluviales	14
I-12. Conclusion	14
CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU	
II-1.Introduction	15
II-2-Evaluation démographiques et besoins en eau de la population	15
II-3.Estimation des besoins en eau de la population	16
II.3.1. La dotation	16
II.3.2. consommation moyenne journalière	17
II.3.3.Consommation maximale journalière	17
II.3.3. Différents types de besoins	17
a)les besoins en eau domestiques	18
b) Les besoins en eau de l'élevage	18
c)Les besoins en eau industrielles	18

SOMMAIRE

II.3.4.Variation de la consommation horaire	18
III.6. CONCLUSION	20
CHAPITRE III: RESSOURCES EN EAU	
III .1.Introduction	21
III.2.Description de chaine d'AEP	21
III.3. Recensement des ouvrages existants	22
III. 3.1. Réservoirs de stockage	22
III.3.2. Canalisations existantes	22
III.4.Comparatif entre les besoins en eau et les ressources existantes	22
III.5.Conclusion	23
CHAPITRE IV: QUALITE DE L'EAU	
IV.1.Introduction	24
IV.2. Définition d'une eau potable	24
IV. 3. Résultats des analyses	24
IV.4.Interprétation des résultats	26
IV.4.1. Les paramètres organoleptiques	26
IV.4.2. Paramètres physico-chimiques	26
❖ Température	26
❖ La turbidité	27
❖ La conductivité	27
❖ La salinité et taux de matières solides dissoutes	28
❖ TDS (taux de minéralisation d'une eau).....	28
IV.3.3. Paramètres de pollution	28
IV.3.3.a .L'ammonium (NH ₄ ⁺)	28
IV.3.3.b. Nitrites (NO ₂ ⁻)	29
IV.3.3.c. Fer (Fe ⁺⁺).....	29
IV.3.4. Minéralisation globale	29
IV-4 .Paramètres bactériologiques	30
IV.5.Conclusion	30
CHAPITRE V: POSES ET PROTECTION DES CONDUITES	
V.1.Introduction	32
V.2.Différents types de pose	32
V.2.1. Pose en terre	32
a- Des gaines	32
b- Par enrobage dans le béton	32
V.2. 2. Pose en mauvais terrains	33

SOMMAIRE

V.2. 3. Pos en galerie	34
a) Par enrobage dans le béton	35
b) Des gaines	36
V-2-4. Traversée des cours d'eau	36
V.2.5. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement	37
V.3. Butée et amarrage	38
V.4. Différentes mises en place des canalisations	39
V.4.1. Réalisation des fouilles	39
a) Largeur de la tranchée	39
b) Profondeur de la tranchée	39
c) Lit de pose	40
d) Fond de fouille	40
V.4.2. Préparation et pose de la canalisation	41
V.4.3. Epreuve des joints et canalisation principale	41
V.4.4. Essai général du réseau	41
V.4.5. Remblaiement de la tranchée	41
V.4. 6. Désinfection du réseau	42
V.5. Action de l'eau sur les matériaux	43
V.5.1. Entartrage	43
V.5.2. Corrosion	43
V.5.3. Protection des conduites contre la corrosion	44
V.5.4. Les différentes formes de corrosion	44
a-Corrosion chimique	44
b-Corrosion électrochimique	44
V.5.6. Moyens de lutte contre la corrosion	45
a) Protection externe	45
a.1) Traitement du milieu	45
a.2) Revêtement	45
b) Protection cathodique	45
c) Protection interne	45
V.6. CONCLUSION	45

CHAPITRE VI : ADDUCTION

VI.1. Définition	46
VI.2. Choix du trace	46
VI.3. Choix du type de tuyau	46

SOMMAIRE

a)PVC polychlorure de vinyle	48
b) Le polyéthylène (PE)	49
VI. 3.1. Systèmes de raccordement	50
a. Bout à bout	50
b. Raccordement par accessoires électro-soudables	51
c. Raccordement par accessoires à compression (mécanique)	52
VI- 4. Equipements des conduites d'adduction	53
a) Les vannes de sectionnement (Robinet de sectionnement)	53
• Robinet vanne à coin (à opercule)	54
• Vannes papillons	54
b) Les ventouses	54
c) Les clapets	55
d) Vanne de décharge (vidange)	56
e) Crépines	56
VI-5.Etude technico-économique des diamètres de la conduite de refoulement	57
a) choix de la gamme des diamètres	57
b) Calcul de la hauteur géométrique	58
c) Calcul des pertes de charge	58
• Détermination de perte de charge unitaire	58
• Les pertes de charge linéaires J	60
• Les pertes de charge singulières J'	60
• Pertes de charges totales (H)	61
d) Calcul de la hauteur manométrique totale "Hmt"	61
e) Calcul la célérité de l'onde de choc :(coup de Béliér)	61
f) Calcul la valeur du coup de bélier	62
g) Calcul de la puissance absorbée par la pompe "P"	62
h) Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe (E)	62
i) Le bilan des frais	63
• Evaluation des frais d'exploitation Fexp.....	63
• Evaluation des frais d'amortissement Fam	63
j) Calcul la surpression et la dépression maximale	64
VI-6. Etude de l'adduction gravitaire	64
a) Calcul de la hauteur géométrique	64
b) Calcul de la pression au sol	64
VI-7. La ligne piézométrique	64
a)Cas de conduite de refoulement	65
c) Cas d'une conduite gravitaire	65
VI-8.Etude du projet	66
VI-9.Calculs hydrauliques et choix des diamètres	67

SOMMAIRE

VI-11.CONCLUSION	75
CHAPITRE VI I : Réseau de distribution	
VII-1.Introduction	76
VII-2. Définitions	76
a) Les conduites principales ou les artères	76
b) Les branches ou tronçon d'un circuit	76
c)Les branchements	76
VII-3.Organes accessoires-robinetterie	76
a)Robinets vannes	76
b) Robinet de décharge	76
c)Les ventouses	76
d) Bouches d'incendie	77
e)Raccordements	77
VII-4. Types de réseaux	77
VII-5.Calcul le réseau de distribution	78
a) Dimensionnement du réseau de distribution	78
b) Calcul des débits	78
• Le débit spécifique	78
• Débit au nœud	78
• Les débits de transit	78
c)Calcul des vitesses	78
d) Calcul des pertes des charges.....	78
VII.6.Interprétation de résultats	92
VII.7. Conclusion	93
CHAPITRE VIII : DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS	
VIII.1.Introduction	94
VIII.2. Fonctions des réservoirs	94
VIII.3. Implantation des réservoirs	94
VIII.4. Classification des réservoirs	95
A) Classification selon les matériaux de constructions	95
B) Classification selon la situation des lieux	96
C) Classification selon l'usage	96
D) Classification selon la forme géométrique	96
VIII .5. Choix du type de réservoir	96
VIII.6.Construction des réservoirs	97

SOMMAIRE

VIII.6.1. Détermination de la forme et proportion des réservoirs	97
VIII.6.2. Mesure de la sécurité dans la construction	98
VIII.7. Equipements hydraulique des réservoirs	98
VIII.7.1 .Conduite d'arrivée ou d'adduction	98
a- Arrivée par le haut (chute libre)	98
b-Arrivée en bas (siphon noyé)	98
VIII.7.2. Conduite de départ ou de distribution	99
VIII.7.3. Conduite de trop plein	99
VIII.7.4. Conduite de vidange	99
VIII.7.5. Conduite By-pass	100
VIII.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	100
VIII.7.7.Volume des réservoirs	103
VIII.8.Exigences techniques	103
• Etanchéité	103
• Durabilité	103
• Résistance	103
• L'isolation thermique	103
VIII.9.Hygiène et sécurité	103
VIII.10.Calcul de la capacité des réservoirs	104
VIII.10.1. Méthode simplifiée	104
VIII.10.2. Méthode graphique	104
VIII.10.3. Méthode analytique	104
VIII.11.Calcul de la capacité des réservoirs du projet	105
VIII.12.Dimensionnement des réservoirs	105
VIII.12.1. Section des réservoirs projetés	105
VIII.12.2. Diamètre du réservoir	105
VIII.13. CONCLUSION	110
CONCLUSION GENERALE	111
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	
ANNEXES	

Introduction générale

Introduction Générale

Introduction générale :

L'eau, ce liquide combien précieux, préservons le et évitons son gaspillage. Tous pour l'eau, l'eau pour tous (Ministère des Ressources en Eau).

L'Algérie, en tant que pays déficitaire, s'est engagée dans un vaste programme de valorisation des eaux non conventionnelles depuis quelques années. En effet le pays a fait des investissements énormes dans le cadre de dessalement de l'eau de mer. Il poursuit ses efforts dans la mobilisation et le traitement des eaux pluviales afin de promouvoir leur utilisation à des fins domestiques et agricoles.

Notre étude consiste à l'alimentation en eau potable du village Timlouka de la commune Azeffoun à partir de piquage sur la conduite de transfert barrage de Taksebt vers le flanc nord de la wilaya de Tizi-Ouzou.

Les objectifs de cette étude sont basés essentiellement sur la collecte des données nécessaires ainsi que :

- Délimitation de la zone concernée et réalisation d'un levé topographique.
- Les caractéristiques pluviométriques.
- Enquête sur le système d'alimentation en eau potable et les ressources en eau disponibles
- Un schéma directeur du réseau.
- Le type de réseau et le tracé en plan.
- Suite a la présentation du projet au niveau de l'APC de AZZEFFOUN et de DHW AZEFOUN, les recommandations sont axées sur :
 - placer le réservoir 500 m³ projeté pour Timlouka proche de l'agglomération à une cote de 265 m NGA.
 - prévoir deux conduites sortantes de brise charge Kanis existant, une pour alimenter le R500 Timlouka projeté et une autre pour alimenté le R50m³ Tala Hadid existant.
 - projeter une brise charge à une cote de 246 m NGA au niveau de l'adduction qui alimente Timlouka, pour mieux gérer la pression au niveau de cette adduction.
 - placer une seule conduite le long de la route principale de la zone sud.

Pour satisfaire la totalité des besoins en eau de la population nous proposons une alimentation à partir d'une nouvelle chaîne d'alimentation en eau potable .Pour piquage sur la conduite principale qui achemine l'eau du barrage de Taksebt vers le Flanc Nord de la wilaya de Tizi-Ouzou.

Soit :

- Un débit de **20 m³/h** pour le premier forage ;
- Un débit de **30 m³/h** pour le deuxième forage ;
- Un débit de **30 m³/h** pour le troisième forage ;
- Un débit de **30 m³/h** pour le quatrième forage ;

Introduction Générale

- Un débit de **40 m³/h** pour le cinquième forage ;
- Un débit de **40 m³/h** pour le sixième forage.

Pour cela nous avons suivi le plan suivant :

- ✓ Présentation de la région d'étude ;
- ✓ Estimation des besoins en eau ;
- ✓ Ressources en eau ;
- ✓ Qualité de l'eau ;
- ✓ Pose et protection des conduites ;
- ✓ Etude de l'Adduction gravitaire ;
- ✓ Réseau de la distribution ;
- ✓ Dimensionnement des réservoirs ;
- ✓ Conclusion Générale.

chapitre I

présentation de la région d'étude

I-1.Introduction :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes caractéristiques de la région : la géographie, la topographie et le climat.

I-2.Situation géographique : [1]

Azeffoun est une commune, ville côtière de la wilaya de Tizi-Ouzou, située à 70 km au nord-est de Tizi-Ouzou et 95 Km à l'ouest de Béjaïa, cette commune d'une superficie totale de 126,66 km² et densité 142 hbt/Km², elle est délimitée de façon suivante :

- Au Nord la mer méditerranée.
- Au Sud par les communes d'Aghrib et Akerrou.
- A l'Est par la commune d'Ait Chaffa.
- A l'Ouest par les communes d'Iflissen.

Linéaire maritime : 27,47 km.

Taux d'assainissement : 70 % (villages).

AEP (Eau potable) :- Nappe phréatique (80 % des foyers)

- Sources et puits (20 % des foyers).

Surface cultivable : 3290 ha – 05 retenues collinaires.

I-3.Description topographique :

La topographie dans la commune d'Azeffoun se caractérise par l'existence de trois ensembles topographiques différents :

-une zone de plaine occupe la partie Nord (front de mer) de la commune avec des altitudes qui varient entre 0m et 200m.

-une zone de certains villages au centre et sud de la commune dont l'altitude est comprise entre 200m et 1089m.

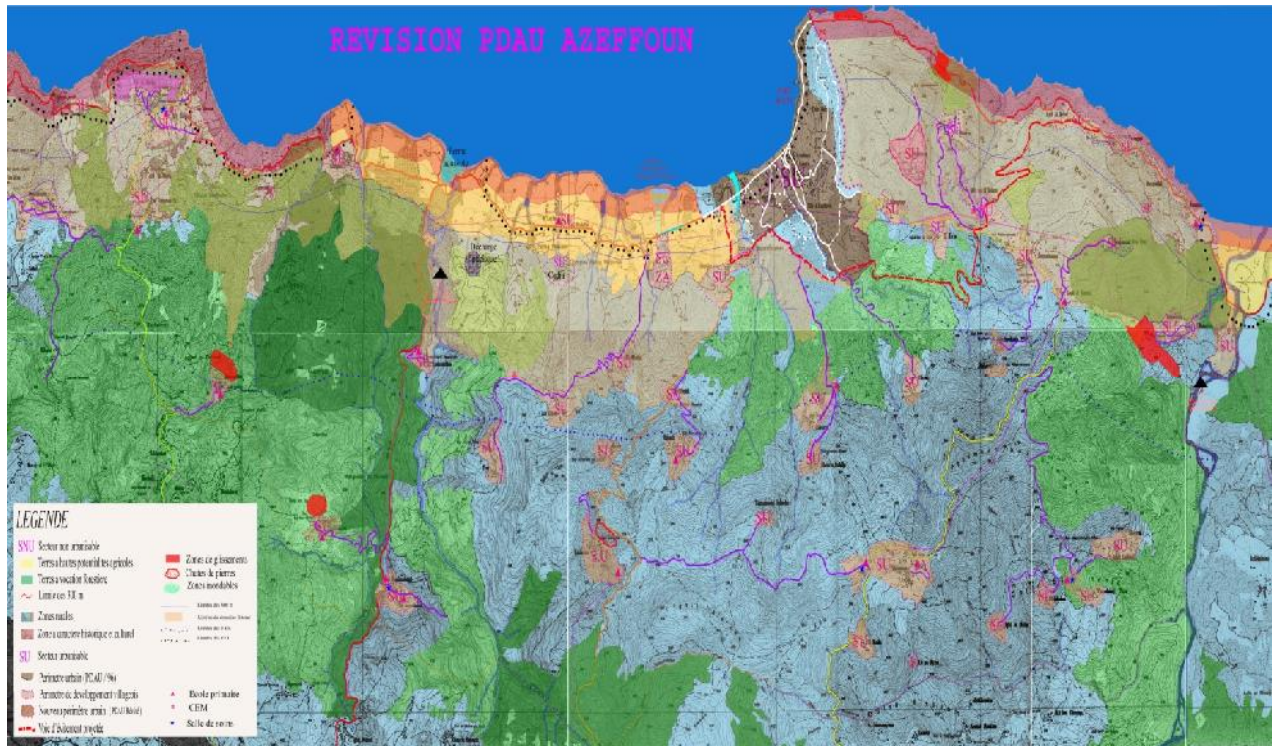


Fig I-1 .situation géographique

I-4. Description géologique :

Notre zone d'étude est située dans deux zones géologiques distinctes, son territoire est constitué de flysch et de Grés siliceux.

La commune d'Azeffoun est caractérisée par des sols pauvres, dégradé à faibles profondeur et rétention d'eau, ces sols sont généralement peu travaillés et à faibles couverts végétale.

Ce sont des sols de montagne argilo-calcaïque sujettes aux glissements de terrain et une importante érosion d'où s'explique que le climat est fortement pluvieux et sa forte inclinaison.

I-5.Ressources en eau :

- Forages (nappes phréatiques de Sidi Khélifa) : 06.
- Stations de pompage : 04.
- Réservoirs gérés par l'ADE : 52.
- Réservoirs gérés par l'APC : 10.
- Sources aménagées : 42.
- Sources non aménagées : 77.
- Puits : 305.

I-6.Situation climatique :

Le climat est la résultante du comportement de l'atmosphère de point de vue de l'humidité, des pluies, des températures, de l'éclairement et des orages. Le climat est un facteur écologique de grande importance. Il exerce une influence directe sur le développement et la répartition des espèces végétales.

I-6-1.La pluviométrie :

Les précipitations en mm qui tombent sur la région d'étude (2000-2014) recueillies auprès de l'O.N.M de Tizi-Ouzou sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Précipitations moyennes annuelles en mm (2000-2014)

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Moy
Années													
2000	155,4	219	63,2	157,6	55,1	22,4	8,6	7,8	37,7	102,3	64,8	76,4	80,86
2001	51,2	15,7	24,7	78,8	27,5	3,7	0,8	16,6	42,6	89,4	202,7	254	67,28
2002	49,8	163,6	64,9	98,5	231,8	1	0	2,8	34,8	87,1	132,7	92,9	79,99
2003	122,9	92,6	75,3	19,6	40,5	1,3	0	2,3	32,6	51,4	149	219,2	67,23
2004	20,5	5,1	6,5	38,3	56,6	6,4	0	0,2	5,3	51,5	78,4	68	28,07
2005	231,6	73,7	4	41,3	45,8	0	0	2,1	35,4	8,6	5,2	63,2	42,57
2006	76,2	33	47,1	53,8	46,1	1,7	2,5	20,6	31	39,2	271,9	206	69,1
2007	303,5	106	59,3	128,6	34,3	1,2	3,2	3,3	21,4	67,7	78	167	81,11
2008	127,7	52,2	104	86,4	146,1	4,7	0	10,2	36,9	36,4	106,9	197,4	75,74
2009	148,7	37,5	30,3	68,5	1,5	0,1	0,6	1,7	20	57,5	72,2	87,2	43,82
2010	142,5	167,4	35	20,2	78,1	5,6	2,4	2,7	38,7	18,6	7,8	171	57,44
2011	8,4	67,4	284,6	201,5	23,8	14,9	11,3	1,85	56,9	210,4	257,8	89,2	102,3
2012	8,7	11,8	88,1	32,3	96,8	14	7,2	0	34,6	66,1	190,3	115,4	55,44
2013	221	42,4	92	132,6	69,1	0	2,6	7,3	170	40,4	116,5	140,03	86,17
2014	82,5	61,1	97,4	93,6	59,3	27,6	1,8	25,9	25,6	113,4	143,5	46,1	64,80
Moy	116,71	76,57	71,16	83,57	67,49	6,97	2,73	7,02	41,83	69,33	125,18	132,87	66,79

(O.N.M de Tizi-Ouzou)

La quantité interannuelle des précipitations de notre région d'étude est en moyenne

66,79mm/an. La période pluvieuse s'étale sur 4 mois, de novembre à février avec un maximum de **132,87mm** atteint en mois de décembre. Les précipitations diminuent en été pour atteindre un minimum de **2,73 mm** en mois de juillet.

Les précipitations moyennes des années allant de 2000 à 2014 sont présentées dans l'histogramme suivant :

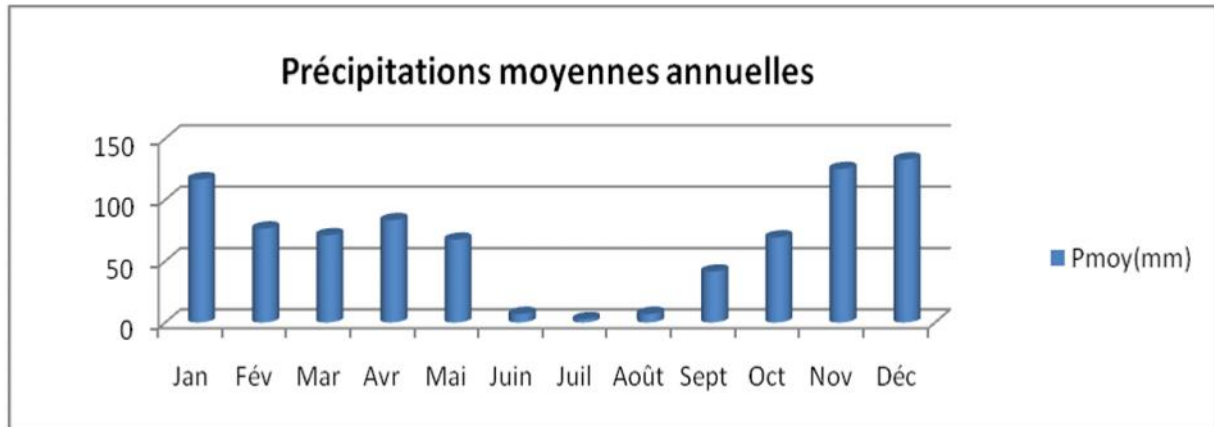


Fig I-2.Histogramme des précipitations moyennes annuelles (2000-2014)

I-6-2. Le diagramme Ombrothermique de Gaussen et Bagnauls :

Le diagramme Ombrothermique permet de caractériser l'intensité et l'importance de la période sèche. Pour cela, en abscisses, sont portés les mois successifs de l'année et en ordonnées, à gauche les précipitations en (mm) et à droite les températures en (°C), de telle façon que l'échelle de précipitations soit le double de celui des températures $P=2*T$.

Tableau I.2 : pluies annuelles en (mm) et températures en (°C)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
Pmoy(mm)	116,71	76,57	71,16	83,57	67,49	6,97	2,73	7,02	41,83	69,33	125,18	132,87
Tmoy°C	10,1	11,0	13,7	15,8	19,6	24,6	27,8	27,8	24,2	20,3	14,4	11,6

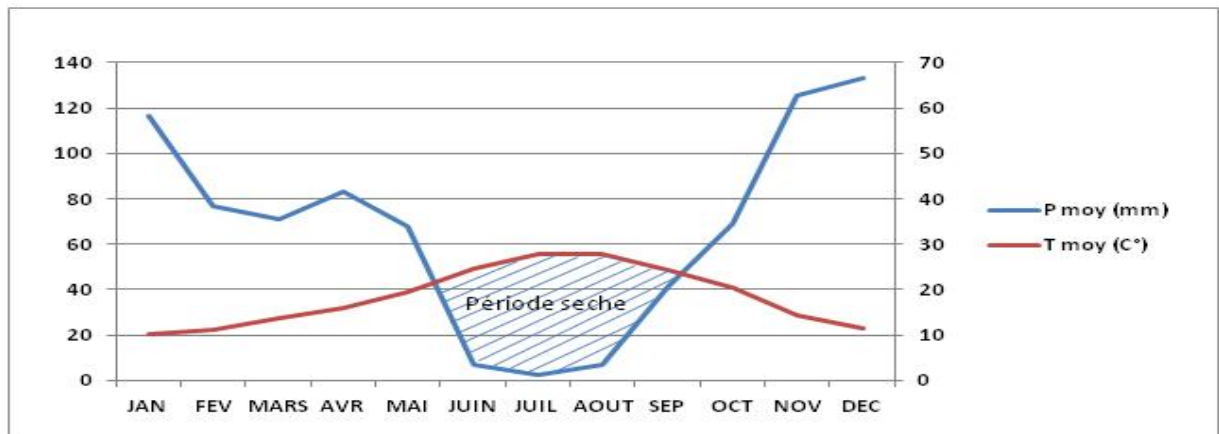


Fig I-3. Le diagramme Ombrothermique de Gausson et Bagnauls

Le diagramme Ombrothermique révèle que la période sèche s'étale du mois de juin au mois de septembre, soit sur quatre mois de l'année. De point de vue d'agriculture, cette période permet de déterminer le moment où l'irrigation s'avère nécessaire (moments de sécheresse). La période humide est circonscrite entre le mois d'octobre et le mois de mai

I-6-3.L'humidité :

L'humidité de notre région d'étude est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I-3: Humidité moyenne annuelle en % (ONM de Tizi-Ouzou)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mais	Juin	Juillet	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	H%
Année													Moy
2000	72,0	76,0	73,0	70,0	69,0	66,0	53,0	58,0	62,0	72,0	69,0	74,0	67,8
2001	71,0	74,0	65,0	65,0	64,0	53,0	54,0	53,0	59,0	69,0	67,0	78,0	64,3
2002	77,0	78,0	70,0	68,0	77,0	61,0	53,0	55,0	62,0	70,0	80,0	80,0	69,3
2003	81,0	80,0	73,0	68,0	66,0	57,0	51,0	55,0	61,0	65,0	78,0	82,0	68,1
2004	83,0	75,0	68,0	65,0	70,0	60,0	49,0	43,0	57,0	72,0	73,0	75,0	65,8
2005	80,0	78,0	65,0	69,0	71,0	47,0	49,0	51,0	62,0	61,0	75,0	81,0	65,8
2006	82,0	65,0	74,0	75,0	65,0	51,0	56,0	11,0	50,0	64,0	77,0	80,0	62,5
2007	82,0	82,0	75,0	78,0	75,0	56,0	52,0	50,0	67,0	73,0	74,0	77,0	70,1
2008	80,0	75,0	79,0	72,0	78,0	64,0	57,0	56,0	58,0	64,0	82,0	81,0	70,5
2009	85,0	81,0	81,0	76,0	68,0	60,0	53,0	58,0	67,0	71,0	79,0	81,0	71,7

2010	81,0	81,0	74,0	69,0	72,0	57,0	52,0	61,0	63,0	66,0	70,0	83,0	69,1
2011	80,0	79,0	98,0	84,0	72,0	69,0	56,0	59,0	67,0	77,0	81,0	86,0	75,7
2012	83,0	79,0	78,0	70,0	78,0	68,0	60,0	59,0	65,0	77,0	78,0	83,0	73,2
2013	66,0	75,0	76,0	78,0	68,0	56,0	54,0	63,0	73,0	77,0	78,0	79,0	70,3
2014	80,0	77,0	78,0	80,0	73,0	68,0	59,0	62,0	70,0	74,0	79,0	76,0	73,0
Moy	78,9	77,0	75,1	72,5	71,1	59,5	53,9	52,9	62,9	70,1	76,0	79,7	69,1

Notre région d'étude est caractérisée par des précipitations irrégulières dont des mois de forte pluviométrie et humidité (exemple : une pluviométrie est de **132,87 mm** et une humidité de **79, 7%** en mois de décembre) et des mois secs les précipitations et l'humidité peuvent atteindre le minimum (exemple : une pluviométrie de **2,73 mm** et une humidité de **53,9%** en mois de juillet).

I-6-4. Le vent :

La variation de la vitesse du vent de la région d'étude est représentée sur le tableau suivant :

Tableau I-4 : la vitesse moyenne du vent mensuelle et annuelle en m/s (O.N.M deTizi-Ouzou)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Moy
Année													
2000	2,0	2,4	2,0	1,9	2,1	2,1	2,2	2,5	2,1	1,7	2,2	2,3	2,1
2001	2,1	1,2	1,3	1,5	2,4	2,6	2,4	1,8	1,2	1,1	2,1	1,5	1,8
2002	1,2	0,9	1,4	2,1	1,9	2,1	2,0	1,6	1,6	1,3	0,9	1,2	1,5
2003	1,1	1,2	1,7	1,7	2,0	2,5	2,1	2,2	2,0	1,7	1,2	1,4	1,7
2004	0,3	1,0	1,2	2,4	2,0	2,0	2,2	1,9	1,5	0,9	1,7	2,2	1,6
2005	1,6	1,4	2,1	1,7	1,7	2,4	2,1	1,8	1,1	0,9	0,9	1,7	1,6
2006	1,0	0,5	0,5	1,0	0,9	0,9	0,8	1,0	0,7	0,9	2,0	2,0	1,0

2007	2,3	1,2	1,2	2,0	1,3	2,6	2,2	2,5	1,6	1,6	1,2	2,0	1,8
2008	0,9	2,0	1,6	2,1	2,2	2,4	2,7	2,0	1,2	1,6	0,9	1,7	1,8
2009	0,5	0,8	1,4	2,4	2,2	3,1	2,8	2,3	1,8	1,1	1,0	1,0	1,7
2010	0,7	1,2	2,6	2,4	2,3	3,0	2,7	2,8	2,3	1,9	1,5	0,8	2,0
2011	1,0	2,3	2,2	1,6	1,6	2,3	2,2	2,0	1,4	1,2	1,0	0,3	1,6
2012	0,6	0,6	2,3	1,5	1,4	1,1	2,3	2,3	1,5	1,0	1,2	0,8	1,4
2013	1,5	1,3	1,4	1,1	1,2	1,8	1,8	1,7	1,1	0,7	0,5	1,2	1,3
2014	2,1	1,5	1,1	0,8	1,0	1,3	1,8	1,3	1,4	1,0	0,9	1,2	1,3
Moy	1,3	1,3	1,6	1,7	1,7	2,1	2,2	2,0	1,5	1,2	1,3	1,4	1,6

D'après ce tableau on remarque que la région d'étude présente une vitesse du vent peu importante, elle varie entre **1 et 3m/s**

- La vitesse la plus élevée $V_{\max} = 2,2\text{m/s}$ en mois de juillet ;
- La vitesse la plus petite $V_{\min} = 1,2\text{m/s}$ en mois d'octobre.

La vitesse moyenne du vent durant **14 ans** (2000-2014) est de **1,6m/s**.

I-6-5. La température :

Le climat de la région est méditerranéen de type continental qui se caractérise par des étés chauds avec des températures élevées, particulièrement en juillet-aout d'une moyenne de **27.8°C** et des hivers froids avec des températures moyennes de **10.1°C**.

Les coordonnées Lambert de la région d'étude sont :

Tableau I.5: Température moyenne annuelle en °C (2000-2014)

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Moy
Années													
2000	12,9	9,9	13,1	15,4	18,3	22,6	26,3	26,8	21,6	16,9	14,8	12,3	17,58
2001	11,9	12,3	12,9	15,9	20,5	25,0	26,4	27,6	24,6	20,1	15,1	11,6	18,66
2002	10,6	11,9	13,2	15,7	18,0	23,9	27,6	27,6	24,6	17,4	13,7	9,8	17,83

2003	10,0	8,9	13,3	15,8	21,4	25,2	27,8	29,4	25,4	22,4	13,4	10,5	18,36
2004	8,2	11,7	14,3	16,6	21,6	25,1	28,9	29,4	24,9	18,5	14,6	12,1	18,83
2005	10,8	10,3	16,8	15,9	19,1	26,6	28,3	29,1	24,7	23,0	14,0	9,2	19,00
2006	9,7	11,4	13,7	15,4	20,1	25,6	26,8	26,3	29,9	20,2	15,2	12,9	18,98
2007	10,1	9,3	13,8	15,7	18,7	27,1	28,8	29,4	23,9	20,4	15,7	10,6	18,63
2008	10,6	12,2	13,6	14,7	16,5	23,8	26,6	27,0	22,5	25,2	13,3	11,5	18,73
2009	7,4	7,7	12,8	15,5	20,6	25,2	28,3	26,9	23,2	20,5	13,0	10,6	17,64
2010	9,2	10,0	14,2	18,3	21,9	24,8	28,8	26,7	23,9	22,3	17,3	12,1	19,13
2011	11,4	13,0	12,3	15,7	19,5	23,3	27,5	28,1	23,7	19,4	13,6	10,6	18,18
2012	11,0	12,6	13,0	16,3	18,8	23,5	27,9	27,8	24,4	19,8	13,5	13,1	18,48
2013	10,8	10,4	12,7	14,0	21,0	25,2	29,6	28,0	22,7	19,2	15,3	15,8	18,20
2014	11,4	12,8	13,7	16,4	17,6	22,6	27,7	27,2	23,6	19,2	14,3	11,2	18,14
Moy	10,1	11,0	13,7	15,8	19,6	24,6	27,8	27,8	24,4	20,3	14,4	11,6	18,42

(O.N.M de Tizi-Ouzou)

D'après les données du tableau notre région d'étude est caractérisée par des températures variables. Les mois les plus froids sont : janvier, février avec une température moyenne minimale de **10,1°C**. Les mois les plus chauds sont : juin, juillet, août et septembre avec une température moyenne maximale **27,8°C**.

La température moyenne annuelle sur 15ans (2000-2014) est de **18,42°C**.

Les températures moyennes des années allant de 2000 à 2014 sont présentées par la courbe suivante :

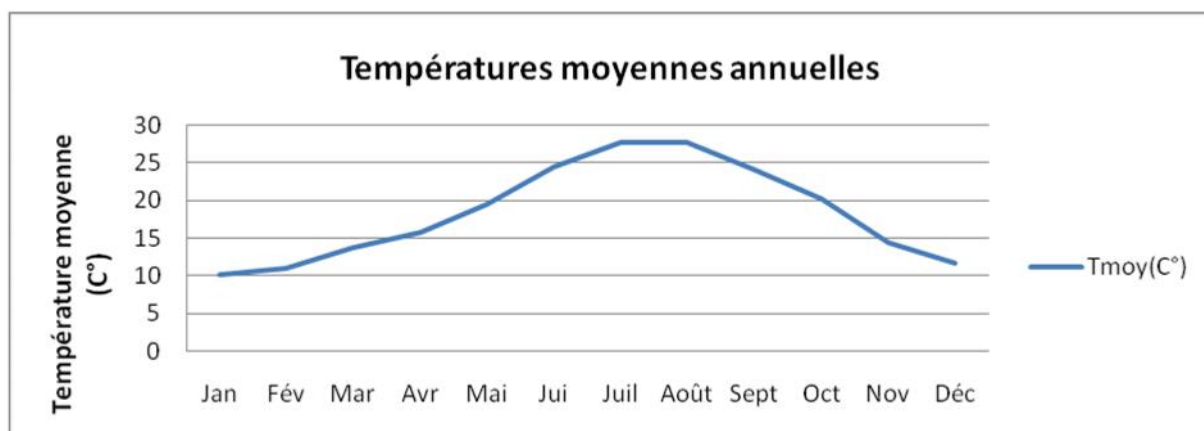


Fig I-4. Courbe des températures moyennes annuelles (2000-2014)

I-7. Alimentation en eau potable (A.E.P) :

La commune d'Azeffoun dispose de trois (03) chaînes de distribution d'eau potable :

a) La chaîne d'Azeffoun : Elle provient du captage des nappes phréatique de Sidi Khélifa. Elle dessert 90 % des villages d'Azeffoun.

b) La chaîne de Timizart : Elle dessert quatre (04) villages de l'ouest de la commune (Aït Rehouna, Aït Si Yahia, Oumadène, Tiouidiouine).

c) Barrage de Taksebt :

De plus, une partie d'Azeffoun-Centre est alimentée par la source d'Aït Naïem.

I-8. Répartition générale des terres :

Tableau I.8: Répartition générale des terres

Désignation	Superficie en ha
Terres nues	1897,95
Plantations	454,05
SAU (Surface Agricole Utile)	2352
Pacages et parcours	550
Terres improductives des exploitations agricoles	397
Superficie totale des terres utilisées en agriculture	3299

Bois, forêts et maquis	7718
Terres non affectées à l'agriculture	1649
Total des terres cadastrées	12666

(Subdivision Azeffoun)

I-9. Cadre sismique :

D'après le règlement parasismique Algérienne (RPA), revu et corrigé en 2003 après le dernier séisme qui a eu lieu le 21/05/2003 dans la région de Boumerdes, notre périmètre d'étude se situe dans une zone classée en zone IIA (zone à sismicité moyenne). A cet effet, tout projet ou infrastructure à réaliser doit être établi en prenant en considération les recommandations du règlement parasismique Algérien modifié et complété.

I-10. Nombre de villages :

52 villages sont disséminés à travers le territoire de la commune.

Désignation des villages et nombres d'habitants (Statistiques 2008):

Tableau I.10: Nombre de villages

N°	Désignation village	Nombre habitants	N°	Désignation village	Nombre habitants
01	Azeffoun (Chef lieu)	5098	28	El Khibia	139
02	Aït Rehouna	1059	29	Tala Hdid	120
03	Aït Si Yahia	448	30	Aït Illoul	307
04	Tazaghart	687	31	Kanis	153
05	Ihnouchène	495	32	Taguemount Iavèche	71
06	Oumadène	582	33	Cheurfa Oufella	164
07	Tiouidiouine	534	34	Aghoulid	19
08	Boumessaoud	392	35	Iverhoutène	73
09	M'Latta	991	36	Ijanatène	126
10	Iavèche	286	37	El kiria	110
11	Achouba	462	38	Aït Ouandlous	147
12	Cheurfa Bouada	512	39	El Kelâa	182

13	Tifrest	428	40	Ighil Oumalou	70
14	Thadart Ouzeffoun	356	41	Imideksène	66
15	Bezerka	627	42	Tazeboudjt Tiza	32
16	Ihamziouène	327	43	Ighil Laghzel	81
17	Tifezouine	206	44	Gherrou	204
18	Tidmimine	612	45	Tainsert-Boumellal	356
19	Amarigh-Ahrik Lounis	68	46	Agouni Nerihane	56
20	Zitouna	76	47	Tizi	29
21	Issoumatène	172	48	Taguemount Boudrar	75
22	Tiza	309	49	Lazib Sahel	188
23	Sedra	35	50	Tigzitrine	247
24	M'latta Iagachène	71	51	Akherrou	42
25	Sahel	36	52	Constructions isolées	159
26	Immouloudene	382	T O T A L		17.935
27	Timlouka	376			

(Subdivision Azeffoun)

I-11. Données physiques et administratives :

Population : 17.935 habitants (Statistiques 2008).

Densité : 142 hbt / km².

Chef lieu de Daïra depuis 1984.

Linéaire maritime : 27,47 Km.

Taux d'assainissement : 70 % (villages).

AEP (Eau potable) : Nappe phréatique (80 % des foye

Sources et puits (20 % des foyers).

Surface cultivable : 3299 ha – 05 retenues collinaires.

Massif forestier : 7718 ha : eucalyptus : 60 % ; Pin : 10 % ; maquis : 30 %.

I-10. Réseau routier :

a) Routes nationales : RN 24, RN 73

b) Chemins de Wilaya : CW 158, CW 07

c) Chemins communaux : RN 24 vers Achouba en passant par Timlouka, Akerou et Kanis .

I-11. Eaux pluviales :

S'agissant d'une commune rurale, les eaux pluviales sont évacuées dans des fossés, pour se déverser ensuite dans des Oueds.

1-12. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons défini les données nécessaires concernant notre région d'étude du point de vue géographique, topographique, climatologique ...etc.

Ces données de base, nous serviront pour l'élaboration du projet concernant l'étude de l'alimentation en eau potable de la commune Azeffoune.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

II-1.Introduction :

La conception d'un réseau d'AEP se fait sur la base de deux études : la première permet de déterminer l'aspect quantitatif des besoins en eau, nécessaire à la consommation. La deuxième a pour but de connaître la répartition des débits pour un meilleur dimensionnement des canalisations, des ouvrages de stockage et d'adduction.

On note que ces besoins varient suivant l'évolution démographique, le niveau de vie, les caractéristiques du climat, la taille des agglomérations, ainsi que les normes d'hygiène.

II-2-Evaluation démographiques et besoins en eau de la population :

Le choix de l'horizon se fait proportionnellement à la durée de vie d'un réseau d'AEP, qui est fonction des matériaux de construction du réseau et de son entretien. Dans la plupart des cas, cette durée dépasse les 25 ans, nous optons alors pour l'horizon 2045 pour une durée de 30 ans.

L'évaluation des besoins en eau sera faite sur la base de l'évolution démographique dont le calcul se fait par la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0(1 + T)^n$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon de calcul

P_0 : Population de l'année de référence

T : taux d'accroissement, pris égal 2% pour tous les horizons de calcul (donné par DHW de Tizi Ouzou

n : nombre d'année séparant l'année de référence de l'année de calcul

Les horizons de calcul sont :

- Courant terme : 2025 (une durée de 10ans)
- Moyen terme: 2035 (une durée de 20 ans).
- Long terme : 2045 (une durée de 30 ans).

L'évolution de la population du village Timlouka, pour les trois horizons considérés est représentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.1 : Estimation de la population des villages de Timlouka

Horizon	2008	2015	2025	2035	2045
Timlouka	1500	1783	2282	2922	3740

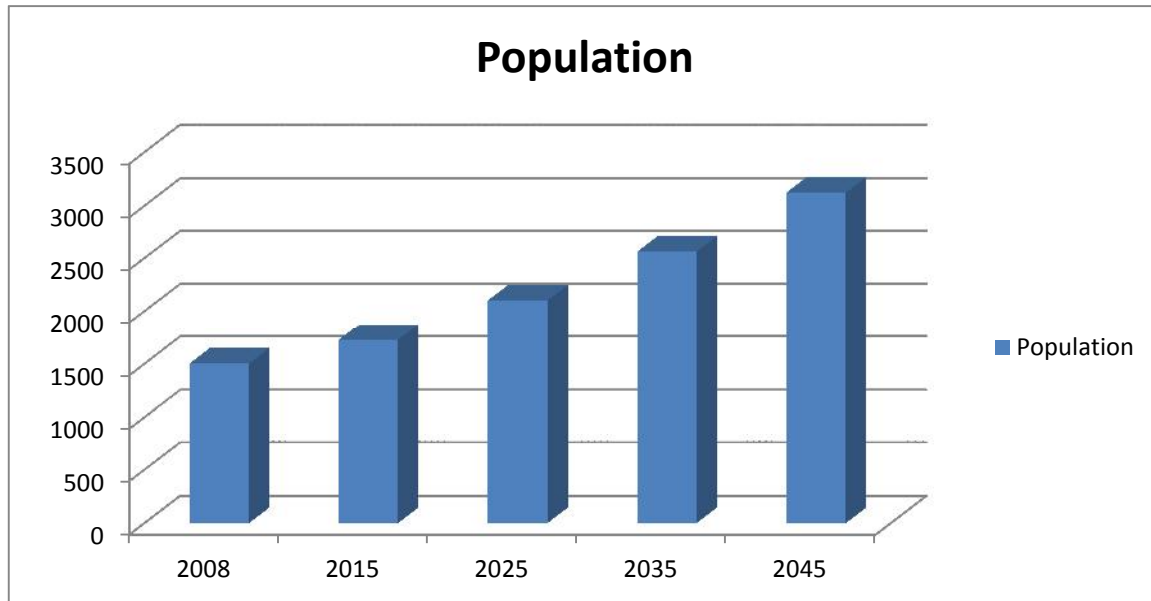


Fig.II.1 :evaluation de la population de la village Timlouka

II-3.Estimation des besoins en eau de la population :

II.3.1. La dotation :

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain, dans ses différents besoins à savoir la boisson, la douche, le ménage...etc.

En général, on est amené à prévoir les quantités minimales suivantes par habitant et par jour (selon Jaques Bonnin).

- **Communes rurales** : (agglomération de moins de 2 000 habitants)

Forfaitairement : 125 litres par jour et par habitant (200 litres / jour /habitant si l'élevage est intensif).

- **Distribution urbaine** : (communes de plus de 2 000 habitants)

On peut prendre comme base de calcul :

- ✓ Villes de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 litres / jour / habitant ;
- ✓ Villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres / jour / habitant ;
- ✓ Villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres / jour / habitant.

Vu que notre région d'étude est une zone rurale et d'après la subdivision de l'hydraulique de Timlouka, la dotation de 125 l/J/habitant sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population Timlouka à court et à long terme.

II.3.2. consommation moyenne journalière

Représente la quantité moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres équipements pendant une journée exprimée par relation de débit moyen journalier :

$$Q_{moy.j} = \frac{N \times D}{1000} \text{ (m}^3\text{/j)}$$

Avec :

$Q_{moy.j}$: Débite moyen journalier (m^3)

D : Dotation (l /j/habitant)

N : Nombre habitation

II.3.3. Consommation maximale journalière :(Qmax .j)

Elle représente le débit du jour le plus chargé de l'année .Il s'agit en fait, d'une majoration de la consommation journalière de 10à30%.Il est calculé par la formule suivante :

$$Q_{max.j} = K_{max.j} * Q_{moy.j}$$

Avec :

$K_{max.j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximale tient compte de l'augmentation de la consommation individuelle, du gaspillage et d'éventuelles pertes dans le réseau, compris (1,1à1, 5), on prend $K_{max.j}=1,3$

II.3.3. Différents types de besoins :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrées au niveau d'une agglomération.

Pour notre étude il est donc nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- ❖ Les besoins en eau domestiques qui comporte, la population de village timlouka, y compris la zone d'extension (la nouvelle population) ;
- ❖ Les besoins en eau de l'élevage ;
- ❖ Et les besoins en eau industrielles.

a) les besoins en eau domestiques :

Tableau II.2. Les besoins en eau du village timlouka pour différents horizons

Village	2015					2025				
	Pop	Qmoyj (m3/j)	Qmaxj (m3 /j)	Qfuite (m3/j)	Qmaxj Total (m3/j)	pop	Qmoyj (m3/j)	Qmaxj (m3/j)	Qfuite (m3/j)	Qmaxj Total (m3/j)
Timlouka	1783	267,5	347,8	104,3	452,1	2282	342,3	445	133 ,5	578,5

Tableau II. 3. Les besoins en eau du village timlouka pour différents horizons

Village	20 35					2045				
	Pop	Qmoyj (m3/j)	Qmaxj (m3 /j)	Qfuite (m3/j)	Qmaxj Total (m3/j)	pop	Qmoyj (m3/j)	Qmaxj (m3/j)	Qfuite (m3/j)	Qmaxj Total (m3/j)
Timlouka	2922	438,3	569,8	170,9	740 ,7	3740	561	739,3	218,8	948,1

b) Les besoins en eau de l'élevage :

Tableau II.4. Les besoins en eau pour l'élevage sont pris égaux à 25% de la consommation humaine.

horizon	2015	2025	2035	2045
Besoins de l'élevage (m3/j)	113,025	144,62	185,175	237,025

c) Les besoins en eau industrielles :

Tableau II.5. Les besoins en eau industrielles sont estimés environ 200 m3/j, pour toute la zone industrielle

horizon	2015	2025	2035	2045
Besoins en eau totaux (m3/j)	1241,025	1272,62	1313,175	1365,025

Donc à horizon de 2045, les besoins en eau totaux de village TIMLOUKA sont estimés environ 1365,025 m3/j.

II.3.4. Variation de la consommation horaire :

Elle est déterminée selon les coefficients horaires (k_{maxh}) et (k_{minh}). Elle nous permet de déduire la plus forte ou la plus faible charge du réseau afin de dimensionner et de prévoir les risques de dépôts dans la conduite.

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

Ou :

$K_{\max h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

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

Avec :

α_{\max} : Coefficient tenant compte du niveau du confort et des équipements de l'agglomération compris entre 1,2 et 1,4. Pour notre cas, on opte pour $\alpha_{\max} = 1,30$

Tableau II.6. Coefficient β_{\max} donné par un tableau en fonction de la taille de l'agglomération :

Nombre D'habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Dans notre cas, le nombre d'habitants de Timlouka est égal à 3121 habitant (à horizon de 2045), compris entre 2500 et 4000. On procède alors à une interpolation :

Nous avons :

$$\begin{cases} 4000-2500 \longrightarrow 1,5 - 1,6 \\ 3121-2500 \longrightarrow \beta_{\max} - 1,6 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} 1500 \longrightarrow - 0,1 \\ 621 \longrightarrow \beta_{\max} - 1,6 \end{cases}$$

Ce qui donne : $\beta_{\max} - 1,6 = \frac{-0,1 * 621}{2500}$ et finalement : $\beta_{\max} = 1,56$

Par la suite, le coefficient d'irrégularité horaire maximale :

$$\begin{aligned} K_{\max.h} &= \beta_{\max} * \alpha_{\max} \\ &= 1,56 * 1,3 = 2,03 \\ \Rightarrow K_{\max.h} &= 2,03 \end{aligned}$$

Le débit maximal horaire sera donc :

$$\begin{aligned} Q_{\max.h} &= K_{\max.h} * (Q_{\max.j} / 24) \\ &= 2,03 * (948,1 / 24) \end{aligned}$$

$$Q_{\max.j} = 39,50 \text{ m}^3/\text{j}$$

III.6. CONCLUSION :

La mise en évidence des besoins en eau potable des communes de la zone d'étude à l'horizon 2045, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des bâches d'eau et de dimensionner convenablement notre réseau d'adduction, afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

Le débit maximum journalier de village de Timlouka obtenu est de **948,1m³/j**. C'est le débit retenu pour le dimensionnement du réseau d'adduction.

Chapitre III

Ressources en eau

III.1.Introduction :

Dans ce présent chapitre, on va étudier les ressources en eau dans notre région d'étude pour établir un diagnostic sur l'état du système d'alimentation en eau potable (ouvrages hydrauliques, ouvrages de génie civil, conduites et installations électromécaniques...) pour déterminer le déficit en eau qui conduit à réaliser une nouvelle chaîne (Flanc Nord) qui couvrira le manque en eau de la population pour satisfaire leurs besoins dans le temps.

III.2.Description de chaîne d'AEP :

Notre région d'étude est alimentée par la chaîne d'azeffoun.

Le schéma d'alimentation en eau potable de Timlouka sera proposé comme suit :

- A partir du réservoir de Missoura réalisé récemment sous une cote de 876 m NGA, l'eau est acheminée gravitairement vers R500 m³ existant de Ighil Aferdhase situé à une cote de 689 m NGA.
- A partir de R500m³ de Ighil Aferdhase, l'eau est acheminée gravitairement vers le brise charge existant de Kanis situé sous à une cote de 520m NGA.
- Nous proposons que R500m³ projeté pour le village Timlouka, sera implanté proche au réseau de distribution sous une cote de 265m NGA.
- L'alimentation de R500 projeté pour Timlouka sera effectué via une conduite qui prend départ de brise charge de Kanis existant à une cote de 520m NGA vers le brise charge projeté à une cote de 426m NGA.
- A partir de brise charge Kanis existant, une autre conduite prend départ vers R50m³ existant Tala Hadid pour alimenter le village de Tala Hadid.
- En plus du R500m³ Ali Bouzid qui alimente le village Timlouka implanté à une cote 101m NGA, le R500m³ projeté à une cote de 265 m NGA, prend en charge l'alimentation de la zone d'extension et la zone sud de Timlouka.
- Le R200m³ projeté à une cote de 159 m NGA est alimenté à partir de R500m³ projeté de Timlouka, ce dernier prend en charge l'alimentation de la zone industrielle.

III.3. Recensement des ouvrages existants :**III. 3.1. Réservoirs de stockage :****Tableau III.1 :** caractéristiques des réservoirs de stockage

Réservoir	Capacité (m ³)	Côte Radier (m NGA)	Capacité suggéré (m ³)
Timlouka	500	520	500

III.3.2. Canalisations existantes :

Le réseau d'adduction en gravitaire du village d'étude comporte des conduites en PEHD de diamètre variant entre 40 mm et 160 mm.

➤ **Adduction gravitaire****Tableau III.2.** Canalisations de l'adduction gravitaire.

Tronçon	Diamètre de la conduite (mm)	Longueur de la conduite (m)
l'adduction qui relie R500 existant Ighil Aferdhas-brise charge Kanis exestant	160	1175
l'adduction qui relie la brise charge Kanis exestant-R500 m3 existant Thala Hadid	40	1563
l'adduction qui relie brise charge 50 m3 existant Kanis-brise charge projeté timlouka	160	490
l'adduction qui relie brise charge projeté-R500 projeté pour Timlouka	160	1683
l'adduction qui relie R500 projeté pour Timlouka -R200 de la zone industrielle	90	1037

III.4.Comparatif entre les besoins en eau et les ressources existantes :

Le déficit se calcule de la manière suivante :

$$\text{Déficit} = \text{besoins} - \text{production}$$

Tableau III. 3. Comparatif entre les besoins en eau et les ressources mobilisées

Horizons		2054
besoins max en eau	m ³ /j	3740
débit disponible en eau	m ³ /j	948,1
déficit	m ³ /j	2791,9

D'après ce tableau on peut conclure que notre région d'étude est en déficit de **2791,9 m³/j** à l'horizon 2054. De cet effet nous proposons la projection d'un réservoir 500 m³.

Pour la zone industrielle, nous proposons la projection d'un réservoir 200 m³ qui prend en charge l'alimentation en eau potable de cette zone, et assure un débit d'incendie supposé emmagasiner dans le R200 m³ projeté.

Le choix de site d'emplacement est effectué d'une telle façon à assurer une bonne répartition des débits et des pressions aux niveaux du réseau de distribution de Timlouka. De cet effet le réservoir 500m³ projeté, sera placé à une cote de 265 m NGA. Proche de l'agglomération sud de Timlouka.

III.5.Conclusion :

Les besoins en eau de la région dépassent **3740 m³/j**, nettement la quantité d'eau produit **2791.9m³ /j** ce qui donne un déficit de **2791.9 m³/j**, ressenti particulièrement en périodes sèches ou les ressources manquent dramatiquement. Concernant l'ancienne chaine, l'eau manque toujours en raison de différents problèmes : rupture des conduites, fuites énormes, problème de sécurité qui ralenti les travaux de réparation. Pour faire face à cette situation on est amené à projeter une autre source d'alimentation pour satisfaire la totalité des besoins en eau du village Timlouka à long terme à partir de la commune de la zone d'étude est alimentée actuellement par les forages de champ de captage de sidi khelifa avec une dotation qui ne dépasse pas 50 l/j /habitant.

Chapitre IV

Qualité des eaux

IV.1.Introduction : [2]

Une eau potable est une eau que l'on peut boire sans risque pour la santé. A fin de définir précisément une eau potable, des normes ont été établies par l'OMS, qui fixent notamment les teneurs limites à ne pas dépasser pour un certain nombre de substances nocives et susceptibles d'être présentes dans l'eau. Le fait qu'une eau soit conforme aux normes, c'est-à-dire potable, ne signifie donc pas qu'elle soit exempte de matières polluantes, mais que leur concentration a été jugée suffisamment faible pour ne pas mettre en danger la santé du consommateur.

Les eaux (surtout de surface) contiennent des impuretés qui ont pour origine :

- La dissolution des encaissants (roches, terrains traversés, etc.), qui sont responsables du PH et de la conductivité.
- Les colloïdes minéraux (argiles, gels de silice, etc...), qui sont responsables de la turbidité.
- Les matières organiques qui peuvent avoir deux origines :
 - ✓ Origine naturelle: produits de dégradation des végétaux, métabolites des algues et des micro-organismes.
 - ✓ Origine artificielle: due à la pollution urbaine, industrielle et agricole (pesticides, herbicides, etc...).

IV.2. Définition d'une eau potable :

Une eau est dite potable quand elle satisfait un certain nombre de paramètres la rendre propre à la consommation humaine.

Les paramètres de qualité d'une eau :

- ✓ Paramètres organoleptiques (couleur, température...)
- ✓ Paramètres physicochimiques (pH, turbidité, salinité...)
- ✓ Paramètres bactériologiques (virus, bactéries, parasites...)

En générale, on adopte les normes de l'O.M.S (organisation mondiale de la santé, Genève 1986) (**voir annexe1**). Ces normes sont assez tolérantes vis-à-vis de certains critères.

Elles imposent à chaque pays d'établir sa propre législation en fonction des critères locaux et du degré de son développement.

IV. 3. Résultats des analyses :

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 : Paramètres physicochimiques.

Paramètres physicochimiques	unités	1 ^{er} prélèvement 02/08/2013	2 ^{eme} prélèvement 04/01/2014	Valeurs maximales admissibles
pH	/	8.03	7.57	9.5
Conductivité	µs/cm	/	1124	1 250
Température	°C	14.9	11.8	25
Turbidité	NTU	1.84	1.38	5
Oxygène dissous	Mg/l	/	/	/
Co ₂ libre	Mg/l	/	/	/

Résidu sec à 105°	Mg/l	940	920	200
à 180°	Mg/l	880	880	
MES à 105°	Mg/l	2.4	0.4	/
MO	Mg/l	/	/	/

Tableau IV-2 : Paramètres de pollution

Paramètres de pollution	unités	1 ^{er} prélèvement 02/08/2013	2 ^{eme} prélèvement 04/01/2014	Valeurs maximales admissibles
Ammonium NH ₄ ⁺	Mg/l	0.03	0.025	0.5
Nitrite NO ₂ ⁻	Mg/l	0.007	0.003	0.1

Tableau IV-3 : Minéralisation globale

Paramètres	Unités	1 ^{er} prélèvement 02/08/2013	2 ^{eme} prélèvement 04/01/2014	Valeurs maximales admissibles
Chlorures Cl	Mg/l	92.46	94.23	/
Sulfates SO ₄ ⁻²	Mg/l	275	260	250
Dureté totale TH	Mg/Caco ₃	424	440	500
Dureté permanente	Mg/Caco ₃	242.28	285	/
Titre alcalin TA	Mg/Caco ₃	00	00	/
Titre alcalin complet TAC	Mg/Caco ₃	181.72	155	/

Tableau IV-4 : Eléments indésirables

Paramètres	Unités	1 ^{er} prélèvement 02/08/2013	2 ^{eme} prélèvement 04/01/2014	Valeurs maximales admissibles
Aluminium Al ⁺³	Mg/l	0.004	/	/
Fer total Fe	Mg/l	00	0.15	/
Manganèse Mn ⁺²	Mg/l	0.066	0.04	/

Tableau IV-5 : Paramètres bactériologiques.

Paramètres	Unités	1 ^{er} prélèvement 02/08/2013	2 ^{eme} prélèvement 04/01/2014	Valeurs maximales admissibles
Germes totaux (37°C)	C/ml	150	10	05
Germes totaux (22°C)	C/ml	245	25	100
Coliformes totaux/100ml	C/100ml	300	00	03
Streptocoques fécaux/100ml	C/100ml	00	00	00

IV.4. Interprétation des résultats :

IV.4.1. Les paramètres organoleptiques :

Une eau d'alimentation doit être limpide, fraîche, exempte de couleur ainsi que d'odeur et de saveur désagréables.

➤ La couleur

Une eau peut être colorée diversement par les éléments qu'elle contient à l'état dissous ou colloïdal. La couleur se mesure en comparant l'échantillon à examiner avec des tubes témoins dont la coloration est obtenue à partir d'une solution composée de chlorure platinico-potassique et de chlorure cobalteux dissous dans de l'acide chlorhydrique. Cette solution, étendue dans un litre d'eau distillée a par définition, la couleur 500.

La limite acceptable de coloration ne doit pas dépasser les 15mg/l de platine cobalt en référence à l'échelle platine cobalt.

➤ Odeur et saveur

Les principaux corps pouvant donner à l'eau une saveur désagréable sont: le fer, le manganèse, le chlore actif, le phénol et les chlorophénols. La saveur se développe avec l'augmentation de température.

Les odeurs sont dues, notamment: au plancton, aux algues mortes, le H₂S pour les eaux souterraines.

IV.4.2. Paramètres physico-chimiques :

❖ Température :

La température optimale d'une eau d'alimentation se situe entre 6.5 et 9.5°C, les variations de température suivent celles de la température de l'air ambiant avec un décalage plus ou moins prononcé, avec une valeur maximale qui peut aller jusqu'à 25°C, en effet :

- ✓ La température élevée peut favoriser des goûts ou des odeurs désagréable ;

- ✓ Elle accélère la plupart des réactions physico-chimiques et biologiques surtout lorsque la température est supérieure à 15 °C;
- ✓ Elle accélère la corrosion des conduites en aciers ;
- ✓ La température est un facteur plus important pour la dissolution des éléments tel que le plomb. La solubilité augmente de l'ordre de deux fois entre 12 °C et 25°C qui va influencer sur la conductivité.
- ✓ Elle favorise le développement des parasites et des algues qui génèrent des toxines et entraînent des goûts et des odeurs désagréables.

Dans notre cas, on a des températures qui varient entre 14.9°C et 11.8°C. Ces températures répondent aux normes requises pour les eaux de consommation.

- ❖ **pH** : Le pH d'une solution est inférieur ou supérieur à 7 selon que l'eau est acide ou basique; la réglementation de l'OMS (annexe 1) considère comme acceptables les valeurs de pH comprises entre 6.5 et 8.5.

L'eau analysée présente un pH de 8.03 et 7.57, Ces valeurs de pH répondent aux normes de potabilité.

❖ **La turbidité :**

La turbidité d'une eau est due à la présence de colloïdes (argile, limon, grains de silice, matières organique, ...etc.) et des matières en suspension, on la mesure par la comparaison entre l'échantillon à analyser et un échantillon contenant 50ml d'eau optiquement vide dans lequel on ajoute un certain nombre de gouttes d'une solution alcoolique de gomme de mastic à 1 % jusqu'à obtenir une opacité équivalente dans les deux éprouvettes, ce nombre de goutte définit la turbidité. Le nombre de goutte ne doit dépasser 25 à 30 gouttes, d'où l'unité est le NTU (Unité de turbidité néphélométrique). La norme s'établit à 5 unités NTU et dans les résultats de deux analyses on a une valeur de turbidité respectivement de 1.84 et 1.38 NTU donc, on voit que celle de l'hiver dépasse la norme cela est dû certainement à une crue qui a augmenté le taux des colloïdes dans l'eau.

❖ **La conductivité:**

La conductivité électrique d'une eau constitue un critère d'appréciation de la minéralisation globale d'une eau, comme l'indique le tableau suivant :

Tableau IV-6 : Variation de la minéralisation en fonction de la température.

Conductivité (µs/cm)	Minéralisation
C < 100	Trop faible
100 < C < 200	Très faible
200 < C < 333	Faible
333 < C < 666	Moyenne
666 < C < 1000	Importante
C > 1000	Excessive

La valeur de la conductivité des eaux analysées est de 1124 $\mu\text{s}/\text{cm}$ (prélèvement estival), Cet valeur est conforme aux normes définies par l'OMS c'est-à-dire <1250.

❖ **La salinité et taux de matières solides dissoutes :**

C'est la teneur globale en éléments minéraux cation et anion, elles s'expriment en mg/l. la salinité croit sur les plans d'eau victimes d'une intense évaporation, et décroît sur ceux qui sont soumis à des fortes pluies, dans le temps, ces variations sont sensibles, les basses eaux et les étiages ont les teneurs les plus fortes, car les eaux proviennent des nappes où elles sont restées long temps au contact de la roche, les hautes eaux et les crues ont des teneurs plus faibles, et les eaux de ruissellement ont moins de temps pour exercer leurs contacts corrosifs.

Les éléments minéraux donnent à l'eau une saveur agréable, mais lorsque l'eau est trop charger, elle attaque les matériaux constituant les conduites et les réservoirs. Pour cela elle ne doit être ni agressive ni corrosive l'idéale est (de 0,1 a 0,5 g/l).

❖ **TDS (taux de minéralisation d'une eau) :**

Le TDS ou minéralisation d'une eau, reflète sa concentration en sels soluble par le biais de son pouvoir électrolytique.

$$\text{la minéralisation (mg /l)} = \frac{720000}{\rho(\text{ohm} / \text{cm}^2 / \text{cm})}$$

ρ : la résistivité

Les valeurs extrêmes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV-7 : La résistivité et la minéralisation

ρ (ohm/cm ² /cm)	minéralisation
>10 000	Très faible
5000 à 3000	Faible
3000 à 1500	Moyenne
1500 à 1000	Forte
<1000	Trop forte

IV.3.3. Paramètres de pollution :

Les paramètres de pollution sont : l'ammonium (NH₄⁺), Nitrites (NO₂⁻), Nitrates (NO₃⁻), Phosphate (PO₄³⁻) et le Fer (Fe⁺⁺).

IV.3.3.a .L'ammonium (NH₄⁺) :

Résulte de la dégradation de la matière organique. C'est un excellent indicateur de pollution des eaux par des rejets organiques (d'origine agricole, domestique ou industrielle).

L'ammonium n'est pas très toxique mais peut provoquer plusieurs problèmes tel que :

- Corrosion des conduites
- Diminution de l'efficacité du traitement au chlore et le développement des micro-organismes responsables des saveurs et d'odeurs désagréables.

IV.3.3.b. Nitrites (NO_2^-) :

Leur présence dans l'eau est due soit à l'oxydation bactérienne de l'ammoniaque, soit à la réduction des nitrates.

IV.3.3.c. Fer (Fe^{++}):

Sa présence dans l'eau est soit:

- D'origine naturelle (roches) ;
- Due à la corrosion des canalisations de distribution en fonte ou en acier.

La présence du fer dans l'eau favorise la prolifération de certaines souches bactériennes qui précipitent le fer ou corrodent les canalisations.

Une teneur en fer au-delà de 0.1 mg/l donne à l'eau une couleur jaunâtre, provoque des dépôts d'hydroxydes ferriques, donne à l'eau un goût métallique désagréable et tache le linge.

IV.3.4. Minéralisation globale : les éléments principaux sont :

- Cations : Ca^{++} , Na^+ , K^+ , Mg^+ ,
- Anions: Cl^- , SO_4^{--} , HCO_3^- , CO_3^- , OH^-

La mise en solution de ces différents éléments se fait par attaque et dissolution des substances contenues dans les roches traversées par les eaux souterraines.

- **les chlorures** : Ils ont pour origines
 - ❖ La percolation à travers des terrains salés ;
 - ❖ Les infiltrations marines;
 - ❖ Les rejets industriels et humains.

Les chlorures sont répandus dans la nature sous forme de sel de sodium (Na Cl), de potassium (K Cl) et du calcium (Ca Cl_2). Une teneur excessive en chlorure (>500 mg/l), affecte le goût de l'eau.

- **les sulfates** (SO_4^{-2})

Selon l'OMS la concentration maximum admissible est de 250 mg/l. Des fortes concentrations provoquent des troubles gastro-intestinaux et peuvent donner un goût désagréable à l'eau. La présence des sulfates dans les eaux naturelles résulte de la légère solubilité des sulfates présents dans les roches.

- **La dureté**

La dureté d'une eau est principalement due à la présence de sels de calcium et de magnésium et elle se manifeste, pratiquement par une difficulté dans la cuisson des légumes et dans la production de mousse avec le savon.

On distingue:

- ❖ La dureté totale:

Encore appelée titre hydrotimétrique « TH » qui indique globalement la teneur en sels de Ca et de Mg. La détermination du titre hydrotimétrique est basée sur l'observation suivante: Si une solution de savon est mélangée à de l'eau distillée, on obtient une mousse persistante et

si l'on remplace l'eau distillée par une eau contenant des sels de calcium et de magnésium, la mousse n'est obtenue qu'après précipitation de la chaux et de la magnésie.

❖ La dureté permanente

Ou non carbonatée, qui persiste après ébullition de l'eau et qui correspond aux sulfates et chlorure de Mg et Ca cette mesure est, toutefois, imprécise, car elle dépend des conditions de l'ébullition.

❖ La dureté carbonatée

Encore appelée titre alcalimétrique complet TAC, qui indique globalement la teneur en carbonates et bicarbonates contenues dans l'eau.

IV-4 Paramètres bactériologiques: [3]

L'eau est un milieu vivant dans lequel vivent et se développent de multiples agents biologiques (virus, bactéries, champignons, parasites).

Dans l'évaluation du caractère potable d'une eau naturelle, seul les bactéries sont considérées comme paramètres de qualité.

Les principales bactéries recherchées dans l'eau sont de groupe GTCF (germes totaux de contamination fécale).

Exemple de germes recherchés :

- Bacille de coli ou Escherichia coli ;
- Entérocoques ;
- Clostridium sulfite réducteur ;
- Bactériophages fécaux.

L'analyse bactériologique a porté sur les germes totaux (à 22 et 37°C), les coliformes totaux, les colibacilles et les streptocoques fécaux.

Les résultats d'analyses des différents prélèvements sont :

✓ **Germes totaux à 37°C :**

L'analyse de l'échantillon hivernal démontre une valeur de 150 C/ml et l'analyse de l'échantillon estival diminué jusqu'au 10 C/ml, les deux échantillons sont > à la norme.

✓ **Germes totaux à 22°C :**

245 C/ml pour le premier échantillon et de 25 C/ml pour le deuxième, Ces valeurs sont > à la norme.

✓ **Coliformes totaux :**

300 C/100ml pour le 1^{er} prélèvement et nul pour le 2^{ème}, ces valeurs sont très élevées à la norme qu'est de 03 c/ml, l'échantillon hivernal est très pollué.

✓ **Streptocoques fécaux :**

La valeur des deux échantillons (hivernaux et estivaux) est nulle, répond à la norme.

IV.5.Conclusion :

Il est très difficile de juger la qualité d'une eau sur la base des résultats qui sont issus pendant une période déterminée de l'année. Ainsi donc, ce travail est basé seulement sur deux mois de l'année (Janvier et Août). Il serait intéressant de faire une étude complète durant toute l'année avec le dosage systématique de tous les éléments présents dans ces eaux.

Les paramètres physico-chimiques des eaux sont conformes aux normes requises, seul les paramètres bactériologiques sont à des concentrations élevées, donc les eaux sont polluées.

Une désinfection de l'eau est indispensable avant toute distribution, pour détruire ou inactiver ces germes pathogènes.

Cette désinfection s'effectue par l'emploi des agents chimiques comme l'ozone, l'iode, permanganate de potassium, et le chlore qui est le plus utilisé.

Il faut respecter une dose de chlore résiduel dans les réseaux de distribution qui doit être comprise entre 0,2 et 0,4 mg/l.

Chapitre V

Pose et protection des conduites

V.1.Introduction :

La durée de vie (la longévité) d'un réseau et son bon fonctionnement suppose à la fois une bonne mise en place des conduites et ses équipements accessoires, à savoir : les vannes, clapets anti-retours ...etc. ; ainsi qu'une meilleure protection contre éventuelles causes de destruction.

Afin de répondre aux critères de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites et cela, en fonction du tracé, de l'importance du réseau et de la nature du sol.

V.2.Différents types de pose : [4]

Le choix du type de pose des conduites dépend essentiellement de la topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

Les conduites peuvent être posées suivant plusieurs variantes comme suit :

- pose en terre ;
- pose en galerie ;

Traversée des routes ;

- pose dans le lit d'une rivière ;
- traversée sous marine et en butée.

Un bon choix de pose minimise les pertes de charge et garde le débit constant, également, il joue un rôle très important pour l'adduction et la distribution.

V.2.1. Pose en terre :

La pose en terre s'effectue dans une tranchée d'une largeur suffisante pour que les ouvriers puissent y déposer les tuyaux commodément (0,6 m au minimum). Dans le but de faciliter le travail, il est recommandé d'élargir les tranchées aux endroits des joints.

Ce type de pose s'effectue par tronçon successive en commençant par les points les plus hauts, afin de faciliter l'écoulement naturel des eaux d'infiltration éventuelle. Une bonne pose doit se faire en fils bien alignés et bien nivelée.

L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver ainsi la fraîcheur d'eau et la mettre à l'abri de la gelée.

Dans le cas où les circonstances l'obligent et afin de protéger les tuyaux des charges importantes (traversés des routes) qui peuvent causer des ruptures et par suites des infiltrations nuisibles à la conduites, on prévoit les solutions suivantes :

a- Des gaines : se sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.

b- Par enrobage dans le béton : dans ce cas, les tuyaux sont couverts de béton.



Fig V -1. Pose des conduites en terre.

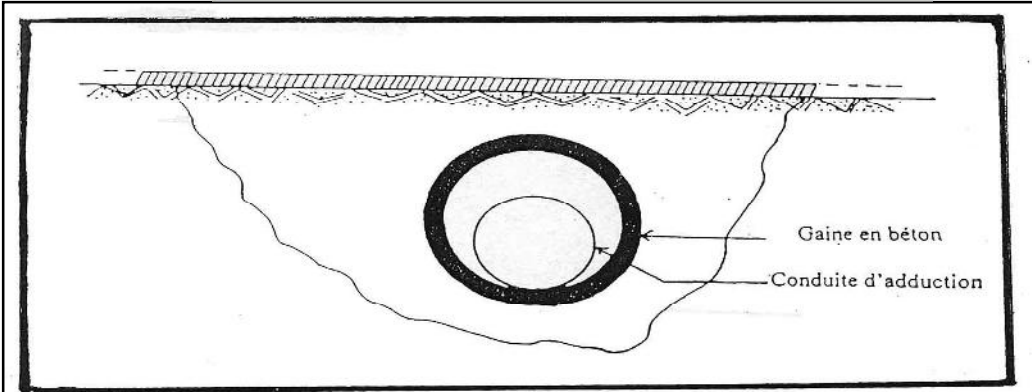
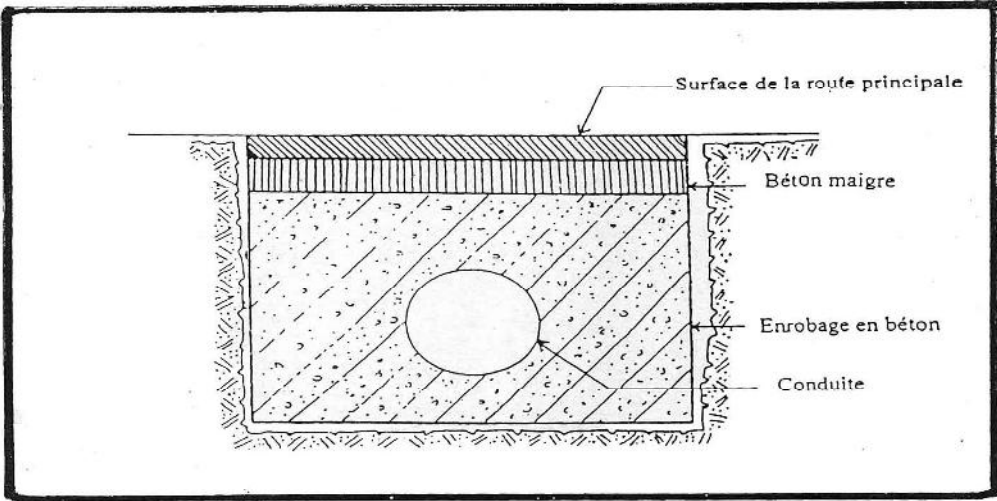


Fig V-2. Traversée d'une route au moyen d'une gaine en béton



FigV-3.Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton

V.2. 2. Pose en mauvais terrains :

Si la conduite devra être posée en terrains mauvais qualité (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassements) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints, de couler au fond de la tranchée une couche en béton armé pour aussi diminuer l'effort que supporteront les tuyaux.

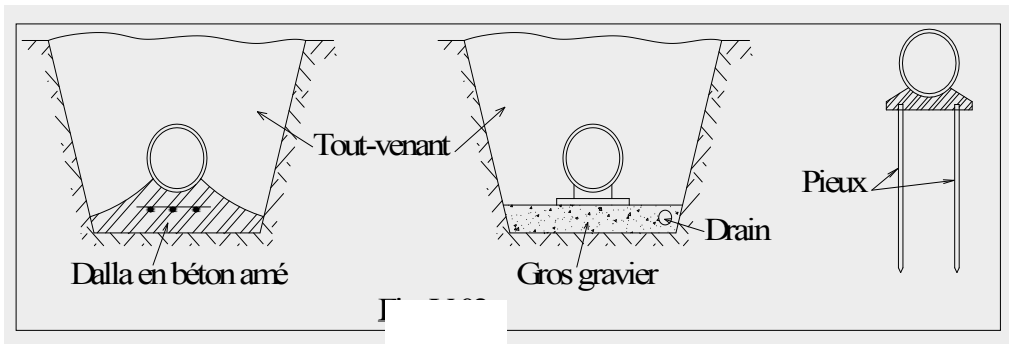
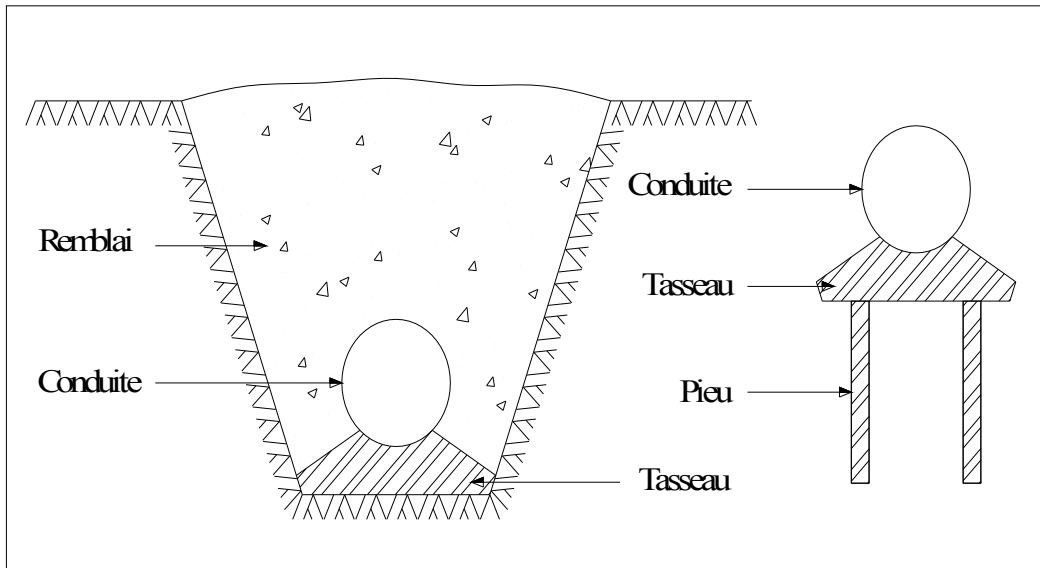


Fig V- 4. Pose en mauvais terrains



FigV-5. Pose de conduites dans un terrain peu consistant.



Fig V-6. Pose de conduites dans un terrain agressif.

V.2. 3. Pos en galerie :

Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà des galeries spéciales visitables. Ce type de pose des conduites présente le double avantage de faciliter leur surveillance et d'éviter le tassement de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussées à l'occasion des réparations ou des remplacements.

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres (600mm), et sur tasseau pour les grands diamètres dans le cas des galeries sèches spéciales.

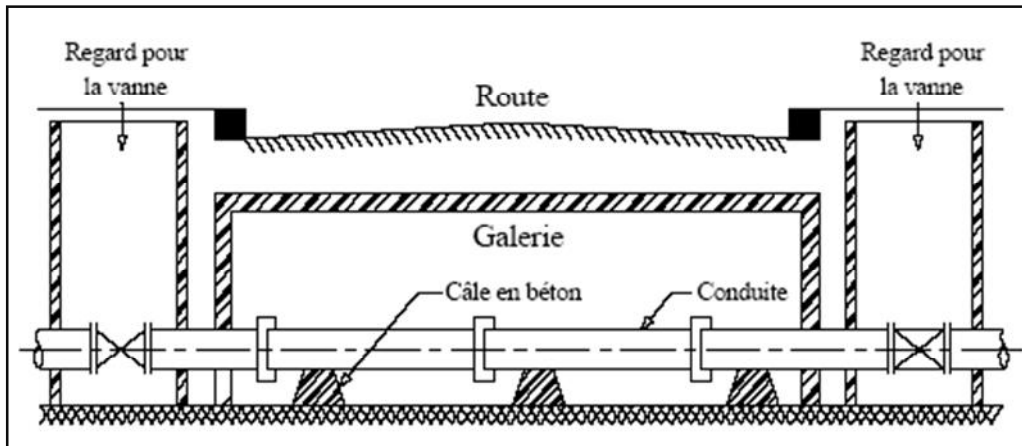


Fig V -7. Pose de canalisation en galerie



Fig V-8. Traversée des routes

Les conduites seront protégées contre les chocs et les vibrations dus aux trafics routiers et aux charges, en les introduisant dans des gaines ou par enrobage dans le béton.

a) Par enrobage dans le béton : dans ce cas, les tuyaux sont couverts de béton. Noyer la plus grande partie du tuyau dans le béton.

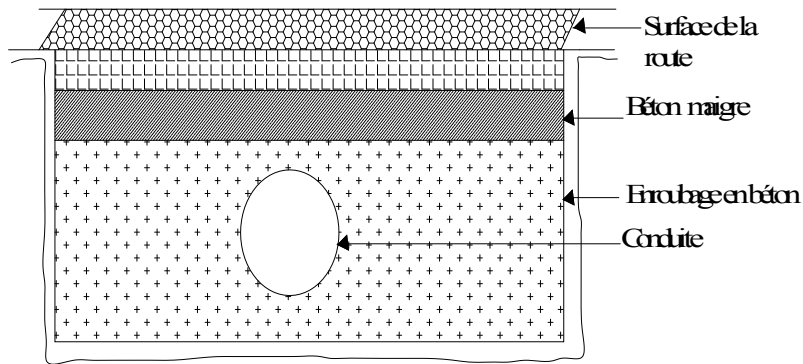


Fig V-9. Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton

b) Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans les quelles les conduites sont introduites.

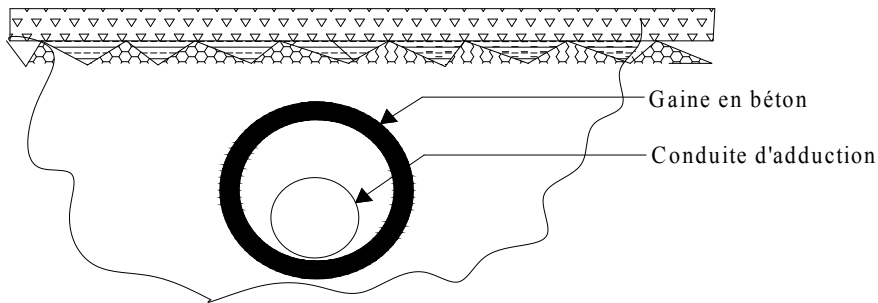


Fig V -10. Traversée d'une route au moyen d'une gaine

V-2-4. Traversée des cours d'eau :

Dans le cas d'une traversée de cours d'eau, les conduites peuvent emprunter le caniveau réservé sous le trottoir d'un pont-route, s'il en existe où peuvent être posées sur les ouvrages d'art spéciaux.

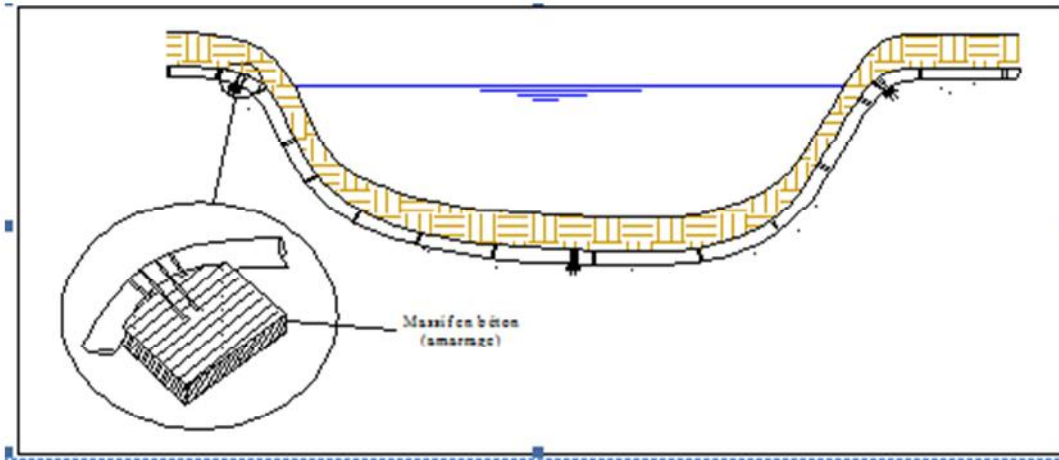


Fig V-11. Traversée d'une rivière

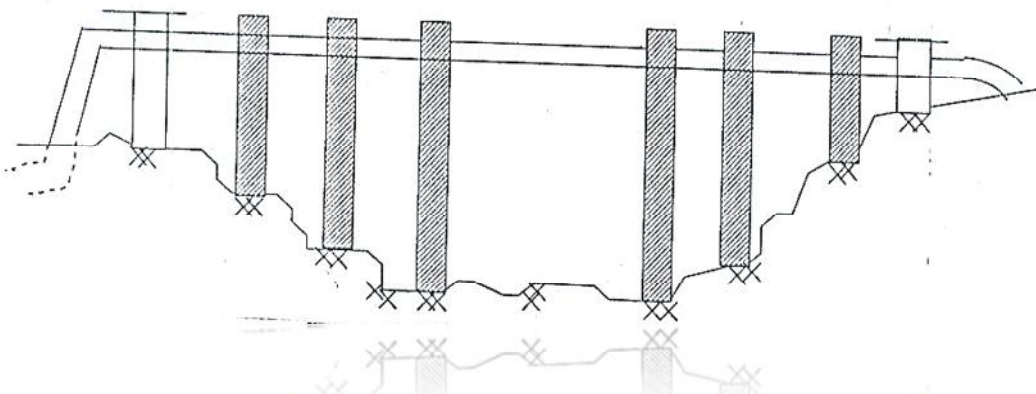


Fig V -12 .Traversée d'un cours d'eau

V.2.5. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement :

Le cas concerne essentiellement, les conduites de distribution qui dans la plupart des cas seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissements, dans ce cas les tuyaux d'eau potables devront être posés au dessus des tuyaux d'eau usées.

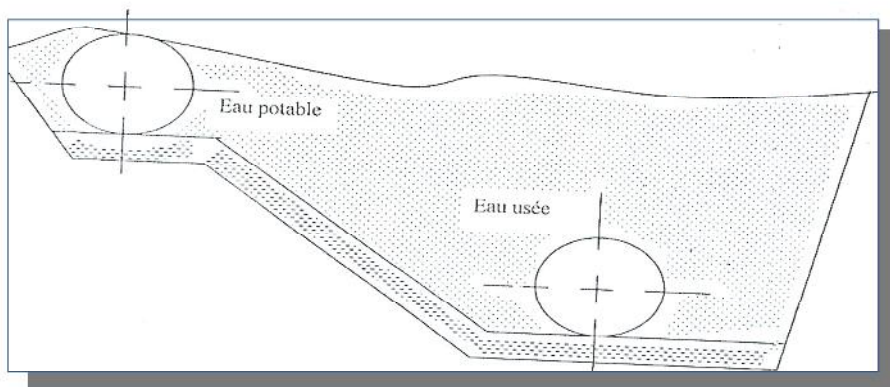
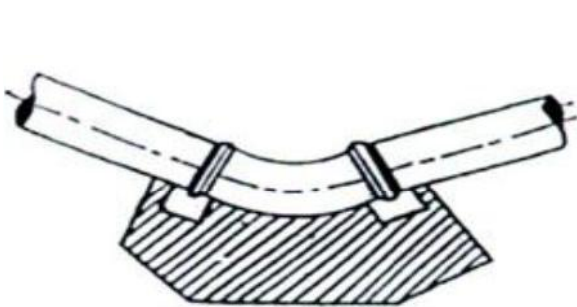


Fig V-13.Pose à proximité d'un cours d'eau usée

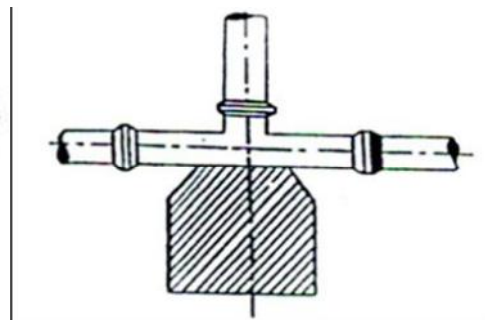
Pour notre projet la conduite traversée l'oued au niveau du nord Timlouka, au niveau sud et zone industrielle traversée la piste.

V.3. Butée et amarrage : [6]

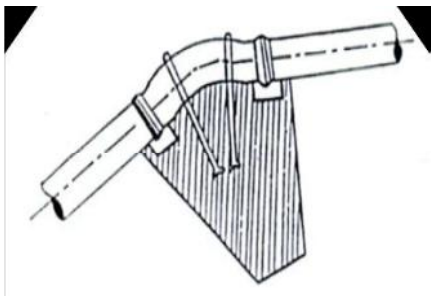
C'est une disposition spéciale rencontrée dans la pose des conduites utilisées dans de changements de direction ou dans le branchement de direction ou dans le branchement, afin d'assurer la stabilité et la résistance des canalisations à la poussée exercée par l'eau au niveau des canaux, des coudes et extrémités (réseau de distribution), on construit alors des massifs en béton qui, par leur poids, s'opposent au déboîtement des joints.



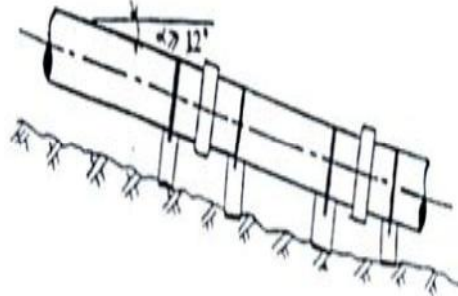
Butée sur un branchement



Butée sur coude horizontal



Butée sur un coude vertical



Butée pour canalisation inclinée

Fig V-14. Butée et Amarrage

Dans le pratique, les massifs en bétons sont calculés en tenant compte des forces de frottement et la résistance d'appui sur le terrain.

Les volumes des butées sont calculés selon la formule suivante :

$$F = K + P + S$$

Avec :

F : est la poussée exprimée en daN ;

P : est la pression hydraulique d'essai exprimé en bar ;

S : est la surface externe du tuyau exprimé en cm² ;

K : est le coefficient dont la valeur est fonction du sinus du demi-angle x entre les deux conduites.

Tableau V-1 : de coefficient K en fonction du sinus du demi-angle x entre les deux conduites.

Sur les coudes à 90° (1/4)	K=1,414
Sur les coudes à 45° (1/8)	K=0,766
Sur les coudes à 22°30' (1/16)	K=0,390
Sur les coudes à 11°15' (1/23)	K=0,196

V.4. Différentes mises en place des canalisations :

V.4.1. Réalisation des fouilles :

a) Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être supérieure ou égale à 0,60 m, et cela pour faciliter les travaux. Pour calculer la largeur de la tranchée il faut laisser 0,30 m d'espace de chaque côté de celle-ci. Les calculs se font en fonction du diamètre de la conduite, elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 * 0,30)$$

Avec :

- B** : largeur de la tranchée (m).
- D** : diamètre de la conduite (m).

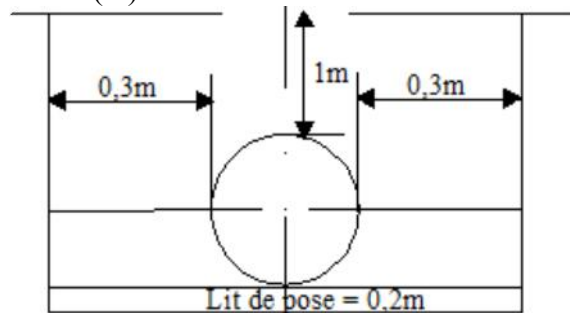


Fig V-15. Pose en tranchée

b) Profondeur de la tranchée :

Pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges, il doit être prise la profondeur suffisante, elle varie de 0,6m à 1,20m. La profondeur de la tranchée est calculée de manière suivante :

$$H = H_1 + H_2 + D$$

Avec :

- H**: profondeur de la tranchée (m).

H_1 : profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 m.

H_2 : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m).

D : diamètre de la conduite (m)

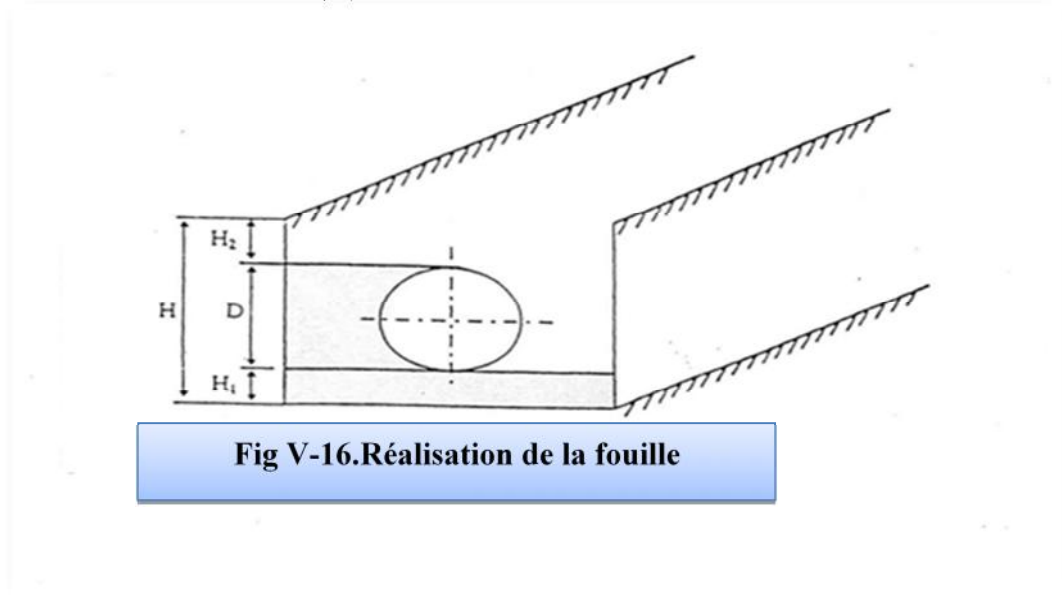


Fig V-16.Réalisation de la fosse

c) Lit de pose :

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,15 m à 0,20 m d'épaisseur bien pilonné (écrasé) et bien nivelé suivant les côtes du profil en long, est constitué :

- du gravier dans un terrain ordinaire ;
- de la pierre cassée pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- d'un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

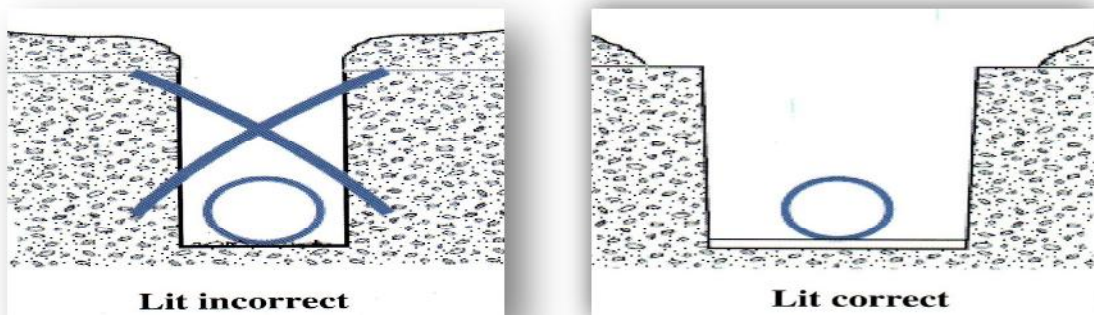


Fig V-17.Lit de pose de conduite

d) Fond de fouille :

Le fond de fouille est réglé avec une longitudinale d'au moins 4‰, ce qui permet une montée de l'air en chaque point haut.

En terrains peu accidentés, cette valeur minimale est réalisée, chaque point haut étant muni d'un dispositif d'évacuation d'air (ventouse) et chaque point bas d'un dispositif de décharge ou bien se vidange.

V.4.2. Préparation et pose de la canalisation :

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus par le bois disposés en travers de la tranchée.

V.4.3. Epreuve des joints et canalisation principale : [7]

Ce sont des essais à la presse hydraulique qui ont pour objectif de vérifier l'étanchéité des conduites dont la longueur est de 300m à 400 m. La pression d'essai est en principe égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite + 50 % , cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve , la durée de l'épreuve est d'au moins 30 mn . La variation de pression doit rester inférieure à 0,2 bars et 0,3 bars pour les conduites de faible pression nominale.

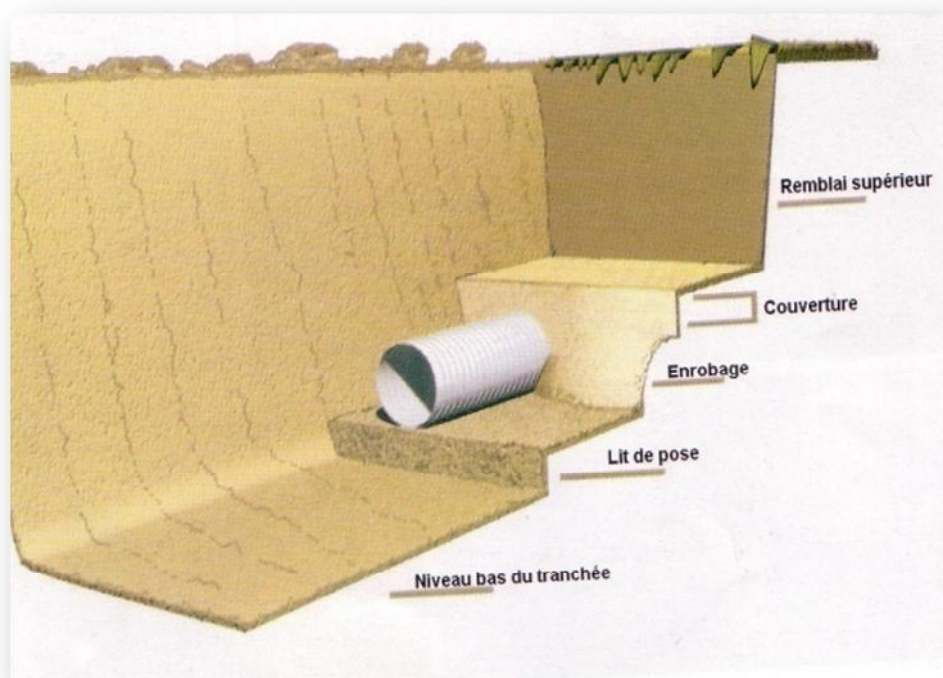
V.4.4. Essai général du réseau :

C'est une opération qui va nous renseigner sur le degré d'efficacité d'un réseau. Il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire d'un réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés.

Après 48 heures de mise en pression, la perte de charge par rapport à la capacité du réseau est constatée, le ne doit pas dépasser 2 %.

V.4.5. Remblaiement de la tranchée :

La mise en place du remblai depuis le fond de la fouille jusqu'à une hauteur de 0,3 m au dessus de la génératrice supérieure, est effectuée manuellement avec la terre des déblais expurgée de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations. Le remblaiement est achevé avec du tout venant à l'aide d'engins mécaniques.



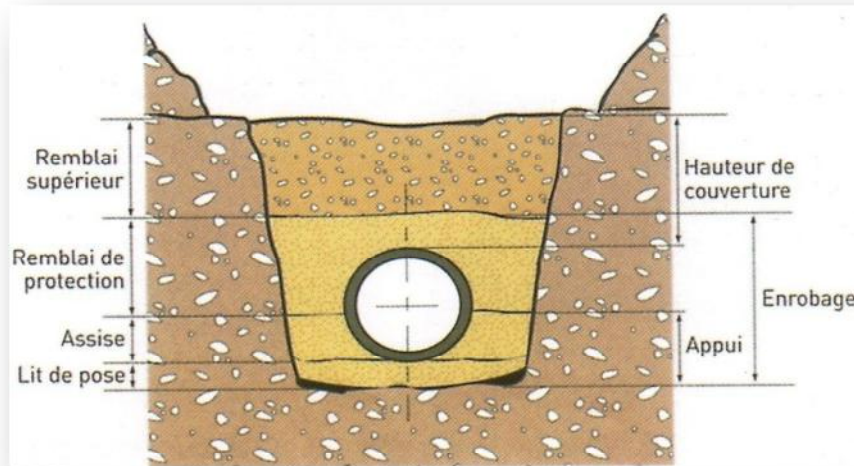


Fig III-18. Remblayage des tranchées

V.4. 6. Désinfection du réseau :

Avant la mise en service des conduites neuves, il faut procéder à un nettoyage et un rinçage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose.

Les principaux produits susceptibles d’être utilisés comme désinfectants sont :

- Le permanganate de potassium ($KMnO_4$) ;
- Hypochlorite de calcium ($ClOCa$) ;
- Hypochlorite de sodium ($ClONa$ ou eau Javel).

Il est impératif de respecter un temps de contact minimum pour la désinfection, il dépend du produit utilisé et de sa dose introduite.

TableauV-2 : de Produits et doses de désinfection :

Désinfectants utilisés	Temps de contact minimum en heurs	Dose de désinfectant (mg/l)	Précautions
Eau de Javel	24	90 150	- Se dégrade rapidement à la lumière - Neutraliser le chlore avant le rejet pour les grandes quantités
Hypochlorite de calcium	24 – 1,2 – 0,5 instantané	10 – 50 - 150 - 10.000	- Ne pas utiliser en milieu confiné - Neutraliser le chlore avant le rejet pour les grandes quantités
Permanganate de potassium	24	50	- A préparer au moins 24heure d’avance - Ne pas rejeté directement dans les eaux de surface (forte coloration)

Remarque :

Lorsque la désinfection est terminée, on procède au rinçage du réseau d'adduction et de distribution à l'eau claire.

V.5. Action de l'eau sur les matériaux:

L'eau transite à travers des canalisations, des réservoirs et des pompes avant d'arriver au consommateur, son contact avec les matériaux et les équipements, peut être la cause d'entartrage et de corrosion. L'action de l'eau sur les matériaux est très variable, elle dépend de :

- La forme du matériel;
- La qualité et la composition de l'eau;
- Le régime d'écoulement de l'eau (stagnation, laminaire, turbulent) ;
- La variation de la pression et de la température;
- La nature du matériau de fabrication des conduites, de façonnage ou d'assemblage

V.5.1. Entartrage :

Les éléments contenus dans les eaux naturelles sont en règle général à l'état d'équilibre et stable, aux conditions de température et de pression naturelles. Si une modification des conditions naturelles a lieu, par chauffage ou variation de pression, où la concentration en matières dissoutes est augmentée par suite d'évaporation d'eau, certains éléments contenus dans l'eau peuvent atteindre leur limite de solubilité.

Elles apparaissent dans le liquide des fines particules sous forme solide, qui peuvent grossir, se rassembler et se décanter ou se fixer aux parois, ces dépôts peuvent durcir et se cristalliser pour former des tartres.

V.5.2. Corrosion :

Le contact de l'eau avec les canalisations peut engendrer diverses altérations dont la plus fréquente est la corrosion qui est un phénomène de détérioration des métaux sous l'effet des réactions chimiques et électrochimiques. L'accélération de ce phénomène se traduit par une perforation ou attaque sous forme de croûte de fils de rouille, annonçant la diminution de l'épaisseur du métal.



Fig V-19. Corrosion des conduites

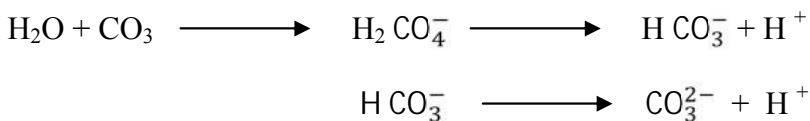
V.5.3. Protection des conduites contre la corrosion :

L'eau lors de son transport ou de ses utilisations, peut causer aux différents matériaux avec les quels elle est en contact des altérations de diverses natures dont la plus fréquente est la corrosion des métaux, et particulièrement celle de l'acier. D'autres altérations sont possibles par dégradation du béton.

V.5.4. Les différentes formes de corrosion :

a-Corrosion chimique :

Elle est due à la présence de gaz dissous tels que CO_2 et O_2 dans l'eau. La réaction aboutit à une ionisation :



Il ressort de la réaction une baisse de pH due à l'augmentation de la concentration des ions (H^+) ce qui engendre une attaque chimique dès qu'il y a une combinaison directe du métal et du milieu ambiant.

b-Corrosion électrochimique :

La corrosion électrochimique est provoquée par une électrolyse caractérisée par la circulation d'un courant électrique.

Les processus électrochimiques créés par les différences de potentiels engendrés par la juxtaposition de masse humide et saline (milieu ambiant ou beigne la conduite) de composition chimiquement différente et dans lesquelles le potentiel de la partie métallique en contact (la surface des conduites) sera différent, cela provoquera à une dissolution qui représente l'oxydation du métal qui va perdre des électrons dans le cas du fer, où l'état oxydé est plus stable que l'état réduit.



FigV-20 .Conduite corrodée (corrosion interne)

V.5.6. Moyens de lutte contre la corrosion :**a) Protection externe :**

Les trois (3) principaux procédés qui empêchent ou réduisent la corrosion, sont les suivants :

- Traitement du milieu ;
- Revêtement ;
- Protection cathodique.

Le choix du procédé se fait selon les conditions du terrain et le moyen mis en place.

a.1) Traitement du milieu :

Ce procédé de lutte peut être destiné à provoquer l'apparition des dépôts dans le milieu corrodant et qui protègent et adhèrent les conduites d'une façon continue, ces dépôts peuvent être composés de carbonate de calcium qui se forment sur les parois métalliques, ces composés sont constitués à partir des éléments majeurs fondamentaux de l'eau transportée.

a.2) Revêtement :

Consiste à mettre en terre des conduites revêtis d'une enveloppe qui isole le métal, du milieu corrodant. Ces revêtements peuvent être soit :

- Des métaux ou alliage mais sensible à la corrosion ;
- Des matières plastiques ou peintures ;
- Ou bien des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique).

b) Protection cathodique :

La protection cathodique est une technique pour contrôler la corrosion d'une surface métallique en transformant cette surface en la cathode d'une cellule électrochimique. La protection cathodique est utilisée pour protéger les structures métalliques de la corrosion, notamment l'acier, les canalisations d'eau, les oléoducs, les réservoirs, les piliers métalliques des jetées, les navires, les plateformes pétrolières ou encore les structures en béton armé.

c) Protection interne :

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts qui se fixent sur les parois, surtout si la vitesse est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et notamment, des perforations. En vue de remédier aux inconvénients, il est indispensable tout d'abord, d'exiger un revêtement intérieur très soigné des canalisations constitué :

- D'un enduit bitumineux ;
- D'un enduit émaillé spécial ;
- Mortier et ciment centrifuge.

V.6.CONCLUSION :

Nous avons montré la démarche à suivre pour une bonne mise en place des conduites, qui reste un facteur très important pour une adduction et une distribution adéquate. En effet, pour assurer une longue vie et un bon fonctionnement du réseau, il est indispensable d'exécuter toutes les opérations soigneusement.

Pour le choix du matériau des conduites nous préconisons le polyéthylène car il présente une meilleure résistance à la corrosion.

Chapitre VI

Etude de l'adduction

VI.1. Définition :

C'est le transport de l'eau soit par refoulement ou gravitairement depuis le point de prise jusqu'au point d'utilisation ou réservoirs.

On distingue trois types d'adductions :

- **Adduction gravitaire :** Elle se fait lorsque les réservoirs de desserte de l'agglomération se situent en dessous du point du captage. Dans ce cas l'eau se déplace sous son propre poids suivant la pesanteur. Elle s'effectue, soit par aqueduc à écoulement libre, soit par conduite forcée à écoulement sous-pression.
- **Adduction par refoulement :** Elle se fait lorsque les réservoirs d'accumulation se situent au-dessus du point de captage. L'adduction se fait dans des conduites sous pression donc en charge avec des stations de pompage.
- **Adduction mixte :** C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

VI.2. Choix du trace :

Le tracé d'adduction doit être choisi de façon à réduire les coûts d'exploitation, en tenant compte des conditions suivantes :

- Le tracé doit être le plus court possible ayant un profil régulier ;
- pour faciliter l'exécution des travaux et la réduction des pièces accessoires du réseau on doit suivre les voies d'accès préexistantes ;
- Rechercher la possibilité d'alimenter les villages gravitairement ;
- Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu à la formation des poches d'air qui risquent d'engendrer la rupture de la veine liquide, et qui pourront provoquer des désordres graves (vibrations, descellement des joints). Dans le cas de refoulement, il peut résulter en ces endroits une cavitation par suite d'arrêt inopiné (imprévu) pouvant occasionner l'éclatement des canalisations ;
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes et dans le but de diminuer les pertes de charges.

VI.3. Choix du type de tuyau :

Les conduites constituent l'élément principal du réseau. Leur choix doit répondre à plusieurs exigences telles :

- ✓ Disponibilité du produit ;
- ✓ Facilite la mise en œuvre et l'exploitation ;
- ✓ Facilite l'entretien ;
- ✓ La pression interne doit être supportée par la canalisation ;
- ✓ Durée de vie.

Parmi les différents types des conduites qui peuvent être utilisées sont :

- ✓ Métallique ; « Acier »

- ✓ A base de ciment (amiante, Ciment ...);
- ✓ En matières plastiques (PVC, PEHD, PEBD).

➤ **Tuyaux en fonte**

La fonte est un alliage de fer et de carbone dont la proportion de carbone varie entre 1,7 % à 5 %. Les tuyaux en fonte sont utilisés pour la distribution, comme pour l'assainissement, ainsi que pour l'irrigation.

Des fontes ductiles de composition spéciale peuvent être élaborées pour l'établissement des canalisations destinées au transport de certains agents chimiques particulièrement agressifs :

- ✓ Hydrocarbures ;
- ✓ Fluide à haute température ;
- ✓ Acides.

Les avantages des canalisations en fonte ductile sont :

- ✓ Résistance aux pressions élevées ;
- ✓ La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bars pour les tuyaux ne dépassent pas 600mm de diamètre, et 40 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur ;
- ✓ Les longueurs courantes de ces tuyaux sont :
 - 6m pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 800mm) ;
 - 7m à partir de 800mm de diamètre.
- ✓ Très rigide et solide ;
- ✓ Bonne résistance aux forces intérieures.

Les inconvénients des canalisations en fonte ductile sont les suivants :

- ✓ Très robuste ;
- ✓ Sensible au déboîtement ;
- ✓ Fragiles ;
- ✓ Lourds et très chères.

➤ **Tuyau en acier :**

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone étant compris entre 0,1% et 1,7%.

La pression d'essai est de 60 bars pour les diamètres compris entre 40 mm et 150 mm, 50 bars pour les diamètres compris entre 180 mm et 270 mm et 40 bars pour les diamètres compris entre 300 mm et 400mm.

Les tuyaux en acier galvanisé sont reliés à l'aide d'un manchon à visser, également en acier galvanisé. Chaque tuyau est fileté aux deux extrémités et en principe livré avec un manchon.

Parmi les avantages des tuyaux en acier :

- ✓ Découpable soudable ;
- ✓ Bonne étanchéité ;
- ✓ Résistance aux pressions importantes et aux contraintes (choc, écrasement) ;
- ✓ Plus léger que les tuyaux en fonte ;
- ✓ Economie et disponibilité sur le marché.

L'inconvénient des tuyaux en acier est leur sensibilité à la corrosion, ils nécessitent donc d'être revêtus intérieurement et extérieurement.



Figure VI-1: Corrosion des conduites

➤ Tuyau en plastique :

La Matière plastique est un nom collectif qui désigne un groupe de matières composées de gigantesque molécules que l'on appelle des macromoléculaires, prenant naissance par voie synthétique et qui ont été transformés plastiquement au cours d'une ou plusieurs phases de leur composition.

Les tubes en matière plastique gagnent régulièrement en importance dans la conception d'installation et de transport des fluides dans le monde entier, on distingue :

a)PVC polychlorure de vinyle :

est un dérivé de l'éthylène. Le monomère est le chlorure de vinyle de formule : CH_2CHCl . PVC est une poudre blanche, le point de fusion se situe à 150°C et le produit se ramollit à 75°C .

Les tuyaux ont une longueur de 4m à 6m présentent les propriétés hydrauliques suivantes :

- ✓ La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux ;
- ✓ Une faible rugosité qui se maintient au long des années ;
- ✓ Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable ;
- ✓ Le PVC ne subit ni entartrage ni corrosion grâce à son inertie chimique ;
- ✓ Pose de canalisation facile ;
- ✓ Disponibilité de ce type des conduites sur le marché.

Leur inconvénient est le risque de rupture.

b) Le polyéthylène (PE) :

[8] est issu des hydrocarbures, le polyéthylène résulte de l'association de nombreuses molécules simples selon une réaction de polymérisation, qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée, en présence de catalyseurs.

La variation d'un ou plusieurs de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue, appelée polymère.

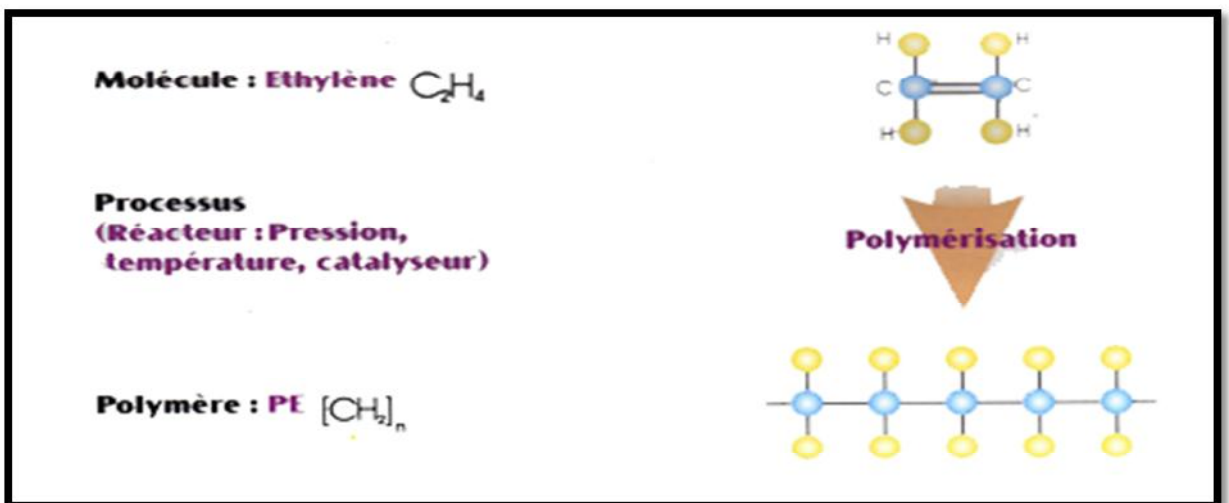


Figure VI-2: Le processus d'obtention du polyéthylène

(Source : Catalogue technique (PVC), (PE) (tubes polyéthylène (PE) et accessoires) (groupe CHIALI)

Suivant ce procédé on obtient le polyéthylène à basse densité (P.E.B.D) ou à haute densité (P.E.H.D), les points de fusions pour les deux se situent respectivement à 150 °C et 130°C.

La première application du PE remonte au milieu des années soixante dans le domaine de distribution de gaz naturel, puis elles sont étendues pour couvrir celui de distribution de l'eau ; l'assainissement, l'irrigation et les fluides industriels ...etc.

Les avantages des tuyaux en PE :

- ✓ Elasticité et flexibilité qui leurs permettent d'absorber les affaissements des terrains ;

- ✓ Montage facile et rapide ;
- ✓ Légèreté, ils sont 4 fois plus légers que les tubes traditionnels, ce qui facilite leur transport et leur manipulation ;
- ✓ Fiable au niveau des branchements, pas de fuites ;
- ✓ Durée de vie théorique de 50 ans ;
- ✓ Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- ✓ Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- ✓ Résiste à l'entartrage et à la corrosion ;
- ✓ Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier...etc.) ;
- ✓ La longueur courante de ce type de conduites est :
 - Du diamètre 20 à 90 mm : en rouleaux de 50,100 et 200 mètres ;
 - Du diamètre 110 à 400 mm : tubes de 6 et 12 mètres

Inconvénient du PE :

Toutefois, malgré les avantages cités, les tuyaux en PEHD résistent peu aux hautes pressions (PN maximale 25 bars).



Figure VI-3 : Les tuyaux en PEHD

VI. 3.1. Systèmes de raccordement :

Il existe trois systèmes de raccordement pour le tube PEHD :

a. Bout à bout : [8]

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes en polyéthylène d'épaisseurs identiques. Ce procédé consiste à porter à la température de soudage par un outil chauffant à une température $T = 230^{\circ}\text{C}$ pendant six minutes les extrémités des tubes (accords).

Après retraitage d'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression de 50 bars une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement qui est de 43 minutes.

Une bonne soudure bout à bout, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique. Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90mm.



Figure VI-4: *Bout à bout. « Bouteuse »*

Catalogue technique (PVC), (PE) (tubes polyéthylène (PE) et accessoires.

b. Raccordement par accessoires électro-soudables :

Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure «zéro fuites», néanmoins il demande certaine précaution à prendre lors du montage.

Les raccords électro-soudables sont équipés d'un fil résistant raccorde à une source d'énergie, par des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage, une tension est appliquée aux bornes du raccord après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder.

La surface de ces derniers est fusionnée grâce à la disposition de la puissance électrique, un mélange intime entre les polyéthylènes du tube et du raccord, assure la cohésion et l'étanchéité parfaite entre le raccord et le tube. Ce type de raccordement est très recommandé.

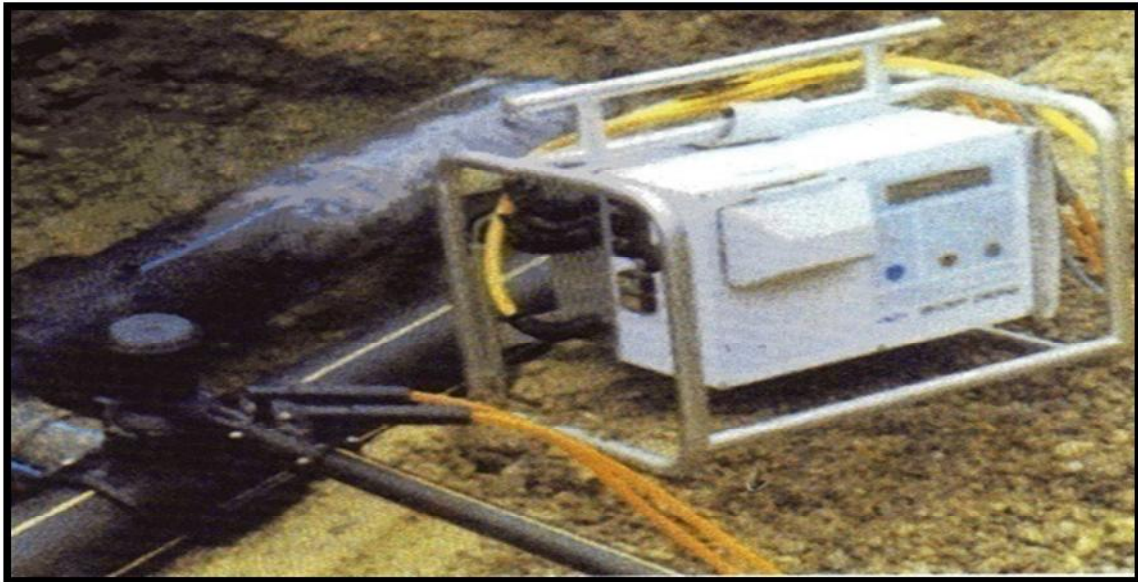


Figure VI-5: *Raccordement par accessoires électro-soudable*

Catalogue technique (PVC), (PE) (tubes polyéthylène (PE) et accessoires.

c. Raccordement par accessoires à compression (mécanique):

Ces raccords sont soit en matières plastique soit métallique .Ils sont couramment utilisés jusqu’au DN 63mm et existe dans des diamètres supérieurs 90 mm maximum.



Coude mal fileté



Raccorde d’adaptation



Coude double femelle



Té égal

Figure VI-6: *Raccordement par accessoires à compression*

Toute une gamme de raccord en PE destinée à :

- ✓ L'assemblage des tubes ;
- ✓ Le changement de direction ;
- ✓ La transition d'un matériau à un autre ;

Le choix du matériau des conduites permet de répondre aux exigences du réseau d'adduction à moindre coût (construction, transport et pose).

Dans notre projet, nous adopterons les conduites en polyéthylène à haute densité (PEHD), vu les avantages multiples qu'ils présentent, à savoir :

- ✓ Facile à poser ; possibilité d'enroulement pour les petits diamètres ;
- ✓ L'élasticité et flexibilité le rendent résistant aux mouvements de terrain (tremblement de terre) ;
- ✓ Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) qui assure une parfaite circulation des fluides, une utilisation totale de débit et l'absence d'entartrage.
- ✓ Une faible consommation d'énergie électrique dans la station de pompage ;
- ✓ Un faible coût ;
- ✓ Montage facile : ces tubes sont facilement manipulables et à transporter ;
- ✓ Légèreté : les tubes (PEHD) sont quatre fois plus légers que les tubes fabriqués avec des matériaux traditionnels ;
- ✓ Repend parfaitement aux normes de potabilité et sans fuites ;
- ✓ Résistance chimique lors de transport des fluides industriels et des eaux usées ;
- ✓ Les tubes ont des longueurs de 6m à 12m, pour les diamètres allant de 160mm à 400mm déjà deux fois supérieures aux tubes traditionnels (fonte, acier..) ;
- ✓ Le montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats.

Le raccord (PEHD) présente plusieurs avantages parmi eux :

- ✓ Résistance aux rayons ultra-violets et aux chocs ;
- ✓ Résistance à « l'abrasion » ;
- ✓ Poids spécifique bas ;
- ✓ Conformité sanitaire.

VI- 4. Equipements des conduites d'adduction :

Les principaux accessoires qu'on utilise pour un bon fonctionnement d'un réseau d'adduction et pour assurer l'exploitation et la protection du réseau sont:

a) Les vannes de sectionnement (Robinet de sectionnement) :

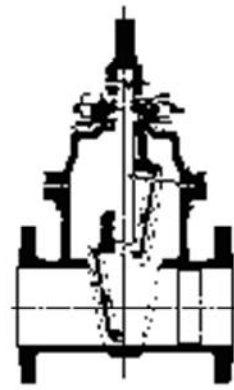
Pour isoler une conduite en cas de réparation ; on prévoit pour ceci des vannes dites de sectionnement .Ces dernières permettent aussi la vidange d'un tronçon à part.

- **Robinet vanne à coin (à opercule) : [3]**

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.



Robinet vanne à opercule



Robinet vanne à opercule élastomères

Figure VI-7: Robinets vanne à opercule

- **Vannes papillons :**

Les vannes papillons peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, léger, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.



Robinet à papillon de survitesse



Robinet vanne papillon

Figure VI-8: Robinets vanne papillon

b) Les ventouses :

Pour évacuer l'air éventuellement entraîné par l'eau, qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau, sans perte inutile d'eau, on dispose des ventouses :

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

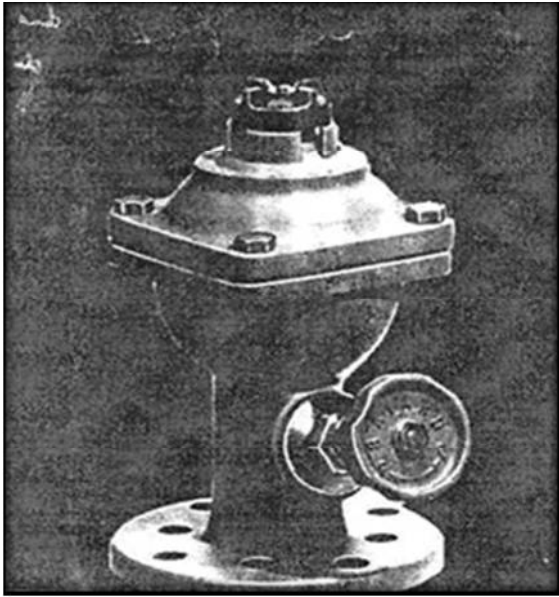


Figure VI-9: Ventouses

c) Les clapets :

Il est destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé. La canalisation de refoulement à la sortie de pompes dans une station de pompage doit être munie d'un clapet.

Il est préférable l'utilisation de clapets dites soupapes d'une retenue de tuyères où la fermeture est accélérée par un ressort et non provoquée par le retour de l'eau comme dans le clapet à battants. Il résulte une fermeture rapide et sans choc ; ce qui est précieux pour les protections des matériaux.

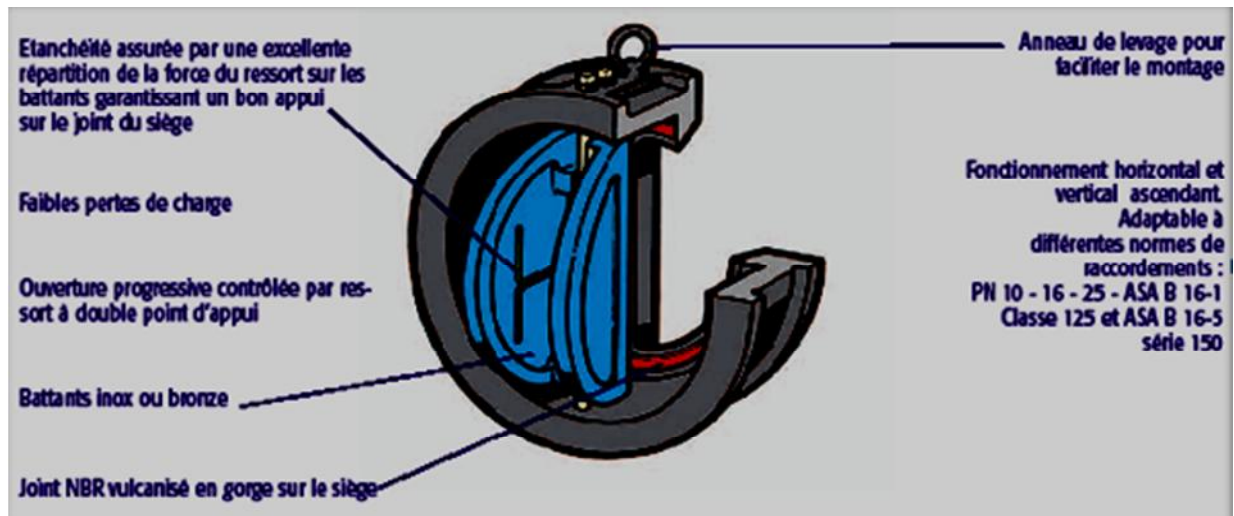


Figure VI-10: Clapet à double battant

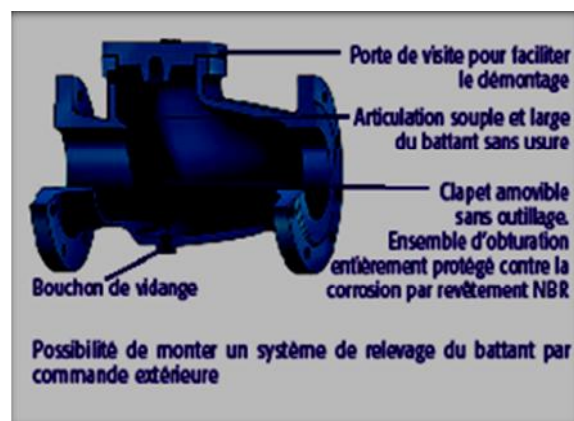


Figure VI-11: Clapet à simple battant (à brides)

d) Vanne de décharge (vidange) :

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite de campagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

e) Crépines :

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets. Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0.5 m du fond du puisard.

Conclusion :

Suite aux inconvénients que présentent

- L'acier:
 - Sa grande sensibilité à la corrosion ;
 - Une durée de vie moyennement de 20 ans.
- La fonte :
 - Faible résistance aux surcharges et aux mouvements des sous-sol qui provoquent le déboîtement des tuyaux.

Donc, le PEHD est mieux classé en comparaison aux tuyaux traditionnels, pour l'assainissement, l'irrigation, fluide industriel et surtout pour le transport de l'eau potable.

VI-5. Etude technico-économique des diamètres de la conduite de refoulement :

Notre étude consiste à déterminer parmi la gamme des diamètres susceptibles de véhiculer un débit, celui pour lequel le coût d'exploitation (construction, pose, transport) le plus économique.

La détermination de ce diamètre se fait par le calcul technico-économique selon les étapes suivantes :

a) choix de la gamme des diamètres :

La gamme des diamètres est déterminée par les deux formules suivantes :

➤ Formule **générale** :

$$Dec = K \sqrt{Q}$$

➤ Formule de **BONNIN** : Si $K=1$

$$Dec = 1 \sqrt{Q}$$

➤ Formule de **BRESSE** : Si $K=1,5$

$$Dec = 1,5 \sqrt{Q}$$

➤ Formule de **PAVLOVSKI** : Si $K=1,38$

$$Dec = 1,38 Q^{0,48}$$

➤ Formule **classique** :

$$Dec = 1,24 \sqrt{Q}$$

Avec :

D : diamètre en m ;

Q : débit véhiculé en m^3/s .

En fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché, on choisit la valeur de diamètres qui en cadre la valeur calculée, à partir des formules précédentes.

Après le calcul des frais d'amortissement et des frais d'exploitation, le diamètre à adopter sera celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

b) Calcul de la hauteur géométrique :

La hauteur géométrique (H_g) est la hauteur d'élévation entre la cote du trop-plein (C_{TP}) du réservoir d'arrivée plus 0,5m (la lame d'air) et la cote radier du réservoir de départ (C_r) de la station de reprise (pompage) plus 0.2m.

La hauteur géométrique est définie par la relation suivante :

$$H_g = (C_{TP} + 0,5) - (C_r + 0,2)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m);

C_{TP} : Côte Trop-plein du réservoir d'arrivée (m) ;

0,5 : Position de la conduite d'arrivée par rapport au trop plein du réservoir en (m) ;

C_R : Côte radier du réservoir de départ ou de la station de reprise de départ (m);

0,2 : Position de la conduite de départ par rapport au radier du réservoir en (m).

c) Calcul des pertes de charge :

Il existe deux types de pertes de charge dans les conduites :

- Pertes de charge linéaires ou régulières (J) ;
- Pertes de charge singulières ou locales (J') ;

• Détermination de perte de charge unitaire :

Les pertes de charge linéaires sont celles dues aux frottements qui se produisent le long des conduites. Ces frottements sont dus au fait que la viscosité du liquide n'est jamais nulle et que la paroi de la conduite n'est jamais lisse. Nous enregistrons une dissipation et une diminution de la charge totale le long de la conduite.

La perte de charge unitaire est donnée par la formule universelle de Darcy, appelée aussi par certains pays formule de Darcy-Weisbach, notée j :

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

j : perte de charge unitaire [m/ml] ;

D : diamètre de la conduite [m] ;

V : vitesse de l'écoulement [m/s] avec : $V = \frac{4.Q}{\pi D^2}$

λ : coefficient de perte de charge.

g : accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

➤ **Détermination du coefficient de frottement (λ) :**

Plusieurs cas peuvent se présenter dans le calcul de " λ ":

- ✓ **1^{er} Cas** : La valeur la plus communément donnée est celle obtenue par l'équation de **Colebrook white** noté :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3,7D} + \frac{2,52}{Re\sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec :

λ : coefficient de frottement absolu de tuyau ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

K: Paramètre lié à la rugosité de la paroi ;

Re : Nombre de Reynolds, sans dimension, caractérisant la nature de l'écoulement de l'eau dans la conduite. Il est donné par la relation suivante :

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

ν : viscosité cinématique égale à $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à $20 \text{ }^\circ\text{C}$.

- ✓ **2^{em} Cas** : La formule de **Nikuradse** noté :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{3,7D} \right)$$

Avec :

K: Paramètre lié à la rugosité de la paroi.

D : Diamètre de la conduite (m)

La valeur donnée sera remplacée dans le second membre de la relation de COLEBROOK WHITE, d'où on aura une valeur de λ . On procède aux approximations successives jusqu'à ce que les membres de l'expression soient égaux.

- ✓ **3^{em} Cas** : La formule de **Poiseuille** :

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

Avec :

Re : Nombre de Reynolds noté :

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

ν : viscosité cinématique égale à $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à $20 \text{ }^\circ\text{C}$.

✓ **4^{em} Cas** : La formule de **Blasius** :

$$\lambda = \frac{0,316}{Re^{-0,25}}$$

Avec :

Re : Nombre de Reynolds noté :

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

ν : viscosité cinématique égale à 10^{-6} m²/s à 20 °C.

✓ **5^{em} Cas** : La formule de **Karmam -Prandel** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left(\frac{k}{3,71D}\right)$$

Dans notre cas, la formule de Hazen-Williams qui peut aussi être utilisée pour le calcul de la perte de charge unitaire car les ordinateurs et même certaines calculettes programmables permettent très facilement d'utiliser directement la relation, comme suit :

$$j = 1,218 * 10^{10} * \frac{Q^{1,852}}{C_{hw}^{1,852} D^{4,871}}$$

Avec :

D : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;

Q : Le débit de l'eau à véhiculer (l/s) ;

Chw : Coefficient de HAZEN – WILLAIMS, qui dépend de la nature de la paroi interne de la conduite. Pour une conduite neuve Chw= 136, et pour une conduite vétuste Chw= 95.

- **Les pertes de charge linéaires J :**

Ce sont des pertes de charges régulières, dues aux frottements des molécules d'eau entre elles et contre les parois des conduites. Elles sont déterminées à partir de la formule de **DARCY- WEISBACH** suivante :

$$J=j*L$$

Avec :

J : pertes de charge linéaires (m);

j : perte de charge unitaire (m/ml).

- **Les pertes de charge singulières J' :**

Elles sont occasionnées par la singularité (coudes, vannes, clapets et branchements). Elles représentent 15% des pertes de charge linéaires. Sont données par la formule suivante :

$$J' = 0,15 J \quad (m)$$

- **Pertes de charges totales (H) :**

Les pertes de charge totales **H** le long de la conduite est la somme des pertes de charges linéaires et singulières :

$$\Delta H = J + J' \text{ (m)}$$

d) Calcul de la hauteur manométrique totale "Hmt" :

La hauteur manométrique totale **Hmt** représente la somme de la hauteur géométrique (Hg) et la perte de charge totale (ΔH), elle se traduit par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H$$

Avec :

Hmt : hauteur manométrique totale (m) ;

Hg : hauteur géométrique (m) ;

ΔH : perte de charge totale (m).

e) Calcul la célérité de l'onde de choc :(coup de Bélier)

Elle est donnée par :

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{K} + \frac{D}{E} \right)}}$$

Avec :

ρ : Masse volumique de l'eau ;

k : compressibilité volumique de l'eau ;

D : diamètre de la conduite ;

E : module d'Young de la paroi.

Allievi a donné une valeur pratique pour la célérité des ondes a (en m/s) :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,9 + K \frac{D}{e}}}$$

Avec :

e : épaisseur de la conduite (m).

K : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite

= 0,50 pour une conduite en acier ;

= 1,00 pour une conduite en fonte ;

= 4,40 pour une conduite en amiante ciment;

= 33,00 pour une conduite en PVC ;

Dans le cas d'une conduite en PEHD, la vitesse de propagation de l'onde est donnée par la relation suivante :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K \frac{D}{e}}}$$

Avec :

a : Vitesse de propagation de l'onde de choc (m/s) ;

e : Epaisseur de la conduite (m) ;

K : Coefficient de la nature du matériau de la conduite égal **0.66**.

f) Calcul la valeur du coup de bélier :

La valeur maximale du coup de bélier est égal à :

$$B = a * \frac{V}{g}$$

Avec :

B : valeur maximale du coup de bélier (m) ;

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

g) Calcul de la puissance absorbée par la pompe "P" :

La puissance « P » représente le travail effectué par la pompe pour élever un débit « Q » à la hauteur manométrique totale « Hmt » pendant une unité de temps.

Elle est donnée par la formule suivant :

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur (g=9.81m/s²) ;

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

H_{mt} : hauteur manométrique totale(m) ;

η : Rendement de la pompe (70% ≤ η ≤ 80%) ;

P : puissance absorbée par la pompe en (KW).

h) Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe (E) :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$E = P * t * 365$$

Avec :

- E : énergie consommée (KWh /an) ;
- P : puissance absorbée par la pompe en (KW) ;
- t : nombre d'heures de pompage.

i) Le bilan des frais :

Le bilan des frais est calculé pour chaque diamètre incluant les frais d'amortissements et les frais d'exploitations. Le choix du diamètre est alors porté sur le diamètre ayant le bilan des frais le moins élevé.

- **Evaluation des frais d'exploitation F_{exp}:**

Les frais d'exploitation représentent le coût de revient de l'énergie nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau jusqu'au réservoir. Ils dépendent de la hauteur manométrique totale qui fait intervenir certains paramètres susceptibles de varier :

- La hauteur géométrique ;
- Les pertes de charge dans la conduite.

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

$$F_{\text{exp}} = E * P_{\text{ue}}$$

Avec :

- F_{exp} : les frais d'exploitations (DA) ;
- E : énergie consommée par la pompe (KWh) ;
- P_{ue} : tarif de l'énergie électrique donné par les services de Sonelgaz (P_{ue} = 4DA/KWh).

- **Evaluation des frais d'amortissement F_{am} :**

Les frais d'amortissement (F_a) sont égaux au prix de revient total de la conduite (P) multiplié par le coefficient d'annuité d'amortissement (A).

$$F_{\text{am}} = P_{\text{uc}} * L * A \quad (\text{DA})$$

P_{uc} : Prix par mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pose, fourniture et terrassement ;

L : Longueur de la conduite ;

A : L'annuité d'amortissement est calculée d'après la formule suivante :

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

Avec :

- i : taux d'annuité adopté égale à 8% en Algérie ;
- n : nombre d'années d'amortissement (n = 30 ans).

Donc:

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30}} + 0,08 \Rightarrow A = 0,0879501$$

j) Calcul la surpression et la dépression maximale :

Nous avons :

$$P_{\max} = H_g + B$$

$$P_{\min} = H_g - B$$

VI-6. Etude de l'adduction gravitaire :

Le calcul du diamètre de la conduite fait intervenir quatre paramètres, à savoir :

- ✓ Le débit d'écoulement Q (m³/s) ;
- ✓ La vitesse moyenne de la conduite V (m/s) ;
- ✓ Le diamètre de la conduite D (m) ;
- ✓ Les pertes de charge J (m).

a) Calcul de la hauteur géométrique :

La hauteur géométrique est définie par la relation suivante :

$$H_g = (C_d + 0,2) - (C_a + 0,5) \quad (\text{m})$$

Avec :

- C_d : côte radier du réservoir ou de la station de pompage de départ en (m) ;
- C_a : côte trop plein du réservoir d'arrivée en (m) ;
- 0,2 : La hauteur des dépôts dans le réservoir en (m) ;
- 0,5 : La lame d'air en (m).

b) Calcul de la pression au sol :

Pour que l'eau puisse rentrer dans le réservoir d'arrivée, la conduite doit assurer une pression minimale d'au moins 10m. Cette pression au sol est donnée par l'expression suivante :

Avec :

$$P_{\text{sol}} = H_g - \Delta H$$

H_g : hauteur géométrique ;

ΔH : Pertes de charge totales en (m).

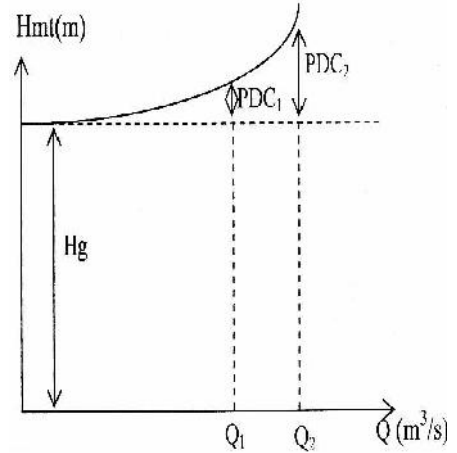
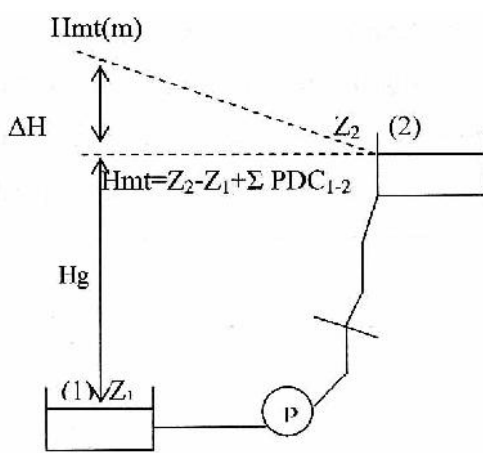
VI-7. La ligne piézométrique :

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

a) Cas de conduite de refoulement :

$$H_{mt} = C_a - C_d + \sum J_{i,i+1}$$

Hmt : hauteur manométrique totale (m).



Refoulement avec une seule conduite

Caractéristiques d'une conduite de refoulement

Figure VI-12 : Représentation de la ligne piézométrique pour une conduite de refoulement

c) Cas d'une conduite gravitaire :

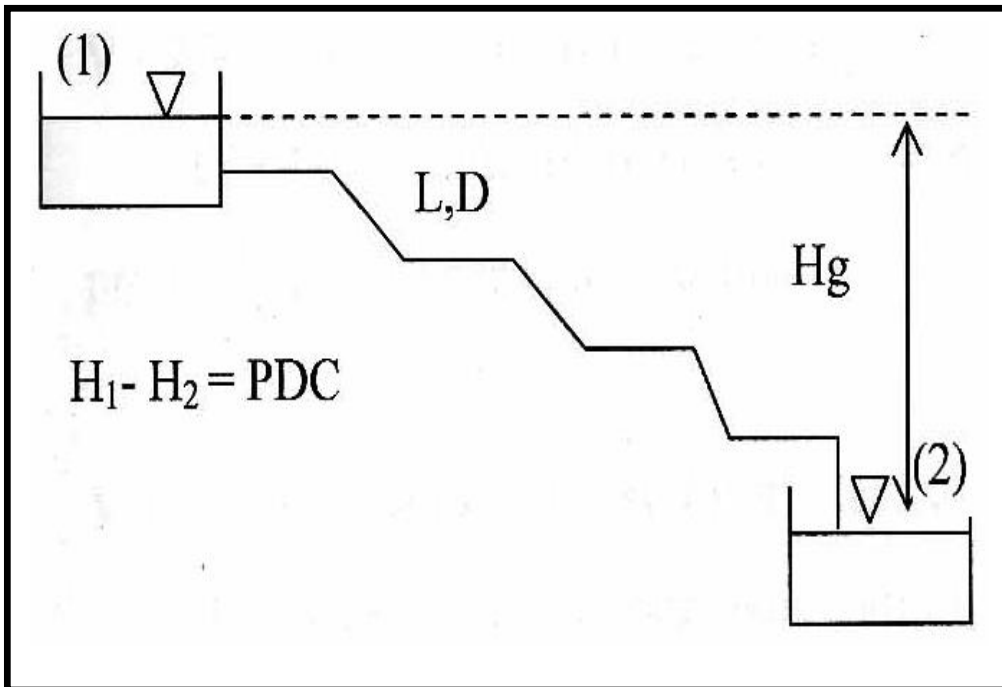


Figure VI.13 : Adduction gravitaire avec une seule conduite

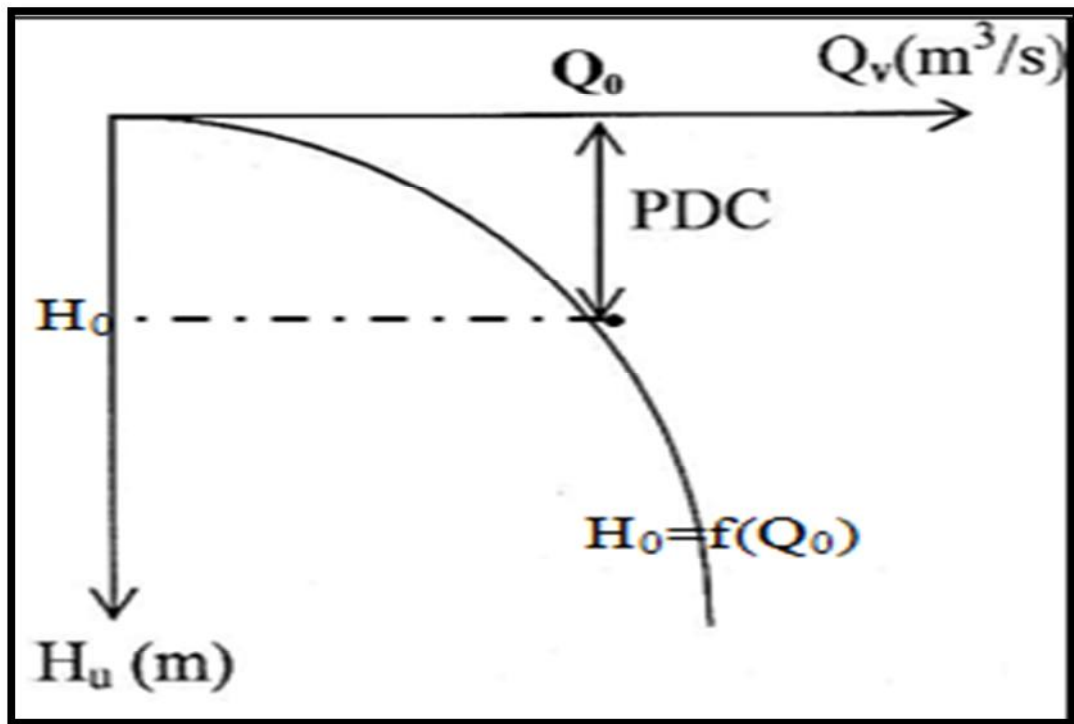


Figure VI-14 : Courbe caractéristique d'une conduite gravitaire

VI-8. Etude du projet :

Le schéma d'alimentation en eau potable sera proposé comme suit :

- ↪ A partir de réservoir de MISSOURA réalisé récemment sous une cote de 876 m NGA, l'eau est acheminée gravitairement vers R500m³ existant de IGHIL AFERDHAS situé à une cote de 689m NGA.
- ↪ A partir de R500m³ de IGHIL AFERDHAS, l'eau est acheminée gravitairement vers le brise charge existant de KANIS situé sous à une cote de 520 m NGA.
- ↪ Nous proposons que R500 m³ projeté pour le village TIMLOUKA, soit implanté proche au réseau de distribution sous une cote de 265 m NGA.
- ↪ L'alimentation de R500 projeté pour TIMLOUKA sera effectué via une conduite qui prend départ de brise charge KANIS existant à une cote de 500 m NGA vers le brise charge projeté à une cote de 426 m NGA.
- ↪ A partir de brise charge KANIS existant, une autre conduite prend départ vers R50 m³ existant TALA HADID pour alimenter le village de TALA HADID.
- ↪ En plus du R500 m³ ALI BOUZID qui alimente le village TIMLOUKA implanté à une cote 101 m NGA, le R500 m³ projeté à une cote de 265 m NGA, prend en charge l'alimentation de la zone d'extension et la zone sud du TIMLOUKA.
- ↪ Le R200 m³ projeté à une cote de 159 m NGA est alimenté à partir de R500 m³ projeté de TIMLOUKA, ce dernier prend en charge l'alimentation de la zone industrielle.

VI-9.Calculs hydrauliques et choix des diamètres :

Notre projet est dimensionné seulement pour les tronçons gravitaires.

Tab VI.1 : calcul de l'adduction qui relie R500 existant Ighil Aferdhas-brise charge Kanis existant

N°	Désignation de la variable	Valeurs				Unité
1	Cote de départ Cd	689				m
2	Cote d'arrivée Ca	520				m
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	16				l/s
4	Longueur de la conduite L	1175				m
	PHASE DE CALCUL					
5	Heuteur géométrique Hgeo	169				m
6	Calcul du diamètre économique Deco	126,4911064				mm
7	Nature du matériau de la conduite	PEHD				
8	Introduire le coefficient K	0,66				
9	Introduire le diamètre normalisé DN	125	160	200	250	mm
10	Diamètre int Dint	102,2	130,8	163,6	204,6	mm
11	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1,304	0,796	0,509	0,326	m/s
	TEST DE LA VITESSE (0,5 V 1,5)	la vitesse est correcte	la vitesse est correcte	la vitesse est correcte	la vitesse est incorrecte	
12	Introduire l'épaisseur de la conduite e	11,4	14,6	18,2	22,7	mm
13	Coefficient de rugosité équivalente Chw	136	136	136	136	
14	Perte de charge unitaire j	0,014135616	0,004247124	0,00143234		m/ml
15	Pertes de charge linéaires J	16,6093488	4,9903707	1,6829995		m
16	Pertes de charge singulières J'	2,49140232	0,748555605	0,252449925		m
17	Pertes de charge totales H	19,10075112	5,738926305	1,935449425		m
18	Pression au sol au réservoir d'arrivée P _{sol}	149,8992489	163,2610737	167,0645506		m
	TEST DE LA PRESSION P 10 m	correcte	correcte	correcte		
19	Célérité de l'onde de	1321,329	1321,376	1321,142		m/s

	choc a					
20	Valeur du coup de bélier B	175,6384318	107,2186846	68,54855025		m
21	Supression maximale Pmax	344,6384318	276,2186846	237,5485503		m
22	Dépression maximale Pmin	-6,638431804	61,78131539	100,4514497		m
23	Choix de la pression nominale PN	160	160	160		m
	Prix du mètre linéaire de la conduite Puc	999,46	1633,5	2565,2		DA
25	Introduire l'annuité A	0,0879501	0,0879501	0,0879501		
26	Frais d'amortissement	103285,5632	168808,1238	265091,2759		DA

On remarque d'après ce tableau, le diamètre économique DN=160 mm dont le matériau utilisé est le **PEHD: PN 16**.

TabVI.2 : calcul de l'adduction qui relie la brise charge Kanis exestant -R50 m3 existant Thala Hadid

N°	Désignation de la variable	Valeurs				Unité
1	Cote de départ Cd	520				m
2	Cote d'arrivée Ca	408				m
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	0,84				l/s
4	Longueur de la conduite L	1563				m
	PHASE DE CALCUL					
5	Heuteur géométrique Hgeo	112				m
6	Calcul du diamètre économique Deco	28,98275349				mm
7	Nature du matériau de la conduite	PEHD				
8	Introduire le coefficient K	0,66				
9	Introduire le diamètre normalisé DN	25	32	40	50	mm
10	Diamètre int Dint	19	24,8	31	38,8	mm
11	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1,712	1,044	0,668	0,428	m/s
	TEST DE LA VITESSE (0,5 V 1,5)	la vitesse est incorrecte	la vitesse est correcte	la vitesse est correcte	la vitesse est incorrecte	
12	Introduire l'épaisseur de la conduite e	3	3,6	4,5	5,6	mm

13	Coefficient de rugosité équivalente Chw	136	136	136	136	
14	Perte de charge unitaire j		0,045974066	0,015504731		m/ml
15	Pertes de charge linéaires J		71,85746516	24,23389455		m
16	Pertes de charge singulières J'		10,77861977	3,635084183		m
17	Pertes de charge totales H		82,63608493	27,86897874		m
18	Pression au sol au réservoir d'arrivée Psol		29,36391507	84,13102126		m
	TEST DE LA PRESSION P 10 m		correcte	correcte		
19	Célérité de l'onde de choc a		1337,756	1337,756		m/s
20	Valeur du coup de bélier B		142,3666936	91,09286524		m
21	Supression maximale Pmax		254,3666936	203,0928652		m
22	Dépression maximale Pmin		- 30,36669358	20,90713476		m
23	Choix de la pression nominale PN		160	160		m
24	Prix du mètre linéaire de la conduite Puc		83,49	129,03		DA
25	Introduire l'annuité A		0,0879501	0,0879501		
26	Frais d'amortissement		11477,03687	17737,23879		DA

On remarque d'après ce tableau, le diamètre économique DN=40mm dont le matériau utilisé est le **PEHD: PN 16**.

TabVI.3 : Calcul de l'adduction qui relie brise charge 50m existant Kanis -brise charge projeté Timlouka

N°	Désignation de la variable	Valeurs				Unité
1	Cote de départ Cd	520				m
2	Cote d'arrivée Ca	426				m
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	15,75				l/s
4	Longueur de la conduite L	490				m
	PHASE DE CALCUL					

5	Heuteur géométrique Hgeo	94				m
6	Calcul du diamètre économique Deco	125,499004				mm
7	Nature du matériau de la conduite	PEHD				
8	Introduire le coefficient K	0,66				
9	Introduire le diamètre normalisé DN	125	160	200	250	mm
10	Diamètre int Dint	102,2	130,8	163,6	204,6	mm
11	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1,284	1,023	0,783	0,619	m/s
	TEST DE LA VITESSE (0,5 V 1,5)	la vitesse est correcte	la vitesse est correcte	la vitesse est correcte	la vitesse est correcte	
12	Introduire l'épaisseur de la conduite e	11,4	14,6	18,2	22,7	mm
13	Coefficient de rugosité équivalente Chw	136	136	136	136	
14	Perte de charge unitaire j	0,013729292	0,004125042	0,001391168	0,000469171	m/ml
15	Pertes de charge linéaires J	6,72735321	2,021270642	0,681672533	0,229893727	m
16	Pertes de charge singulières J'	1,009102982	0,303190596	0,10225088	0,034484059	m
17	Pertes de charge totales H	7,736456192	2,324461238	0,783923412	0,264377786	m
18	Pression au sol au réservoir d'arrivée Psol	86,26354381	91,67553876	93,21607659	93,73562221	m
	TEST DE LA PRESSION P 10 m	correcte	correcte	correcte	correcte	
19	Célérité de l'onde de choc a	432,0572675	432,1613059	431,6407245	431,2235569	m/s
20	Valeur du coup de bélier B	56,55061483	45,06636248	34,45205783	27,20972291	m
21	Supression maximale Pmax	150,5506148	139,0663625	128,4520578	121,2097229	m
22	Dépression maximale Pmin	37,44938517	48,93363752	59,54794217	66,79027709	m
23	Choix de la pression nominale PN	160	160	160	160	m
24	Prix du mètre linéaire de la conduite Puc	999,46	1633,5	2565,2	3968,8	DA
25	Introduire l'annuité A	0,0879501	0,0879501	0,0879501	0,0879501	
26	Frais d'amortissement	43072,2774	70396,57929	110548,7023	171037,6149	DA

On remarque d'après ce tableau, le diamètre économique DN=160 mm dont le matériau utilisé est le **PEHD: PN 16**.

TabVI.4: Calcul de l'adduction qui relie brise charge projeté -R500 projeté pour Timlouka

N°	Désignation de la variable	Valeurs				Unité
1	Cote de départ Cd	426				m
2	Cote d'arrivée Ca	265				m
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	15,75				l/s
4	Longueur de la conduite L	1683				m
PHASE DE CALCUL						
5	Heuteur géométrique Hgeo	161				m
6	Calcul du diamètre économique Deco	125,499004				mm
7	Nature du matériau de la conduite	PEHD				
8	Introduire le coefficient K	0,66				
9	Introduire le diamètre normalisé DN	125	160	200	250	mm
10	Diamètre int Dint	102,2	130,8	163,6	204,6	mm
11	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1,284076433	0,783738057	0,501592357	0,321019108	m/s
	TEST DE LA VITESSE (0,5 V 1,5)	la vitesse est correcte	la vitesse est correcte	la vitesse est correcte	la vitesse est correcte	
12	Introduire l'épaisseur de la conduite e	11,4	14,6	18,2	22,7	mm
13	Coefficient de rugosité équivalente Chw	136	136	136	136	
14	Perte de charge unitaire j	0,013729292	0,004125042	0,001391168	0,000469171	m/ml
15	Pertes de charge linéaires J	23,10639888	6,9424459	2,341336474	0,789614577	m
16	Pertes de charge singulières J'	3,465959833	1,041366885	0,351200471	0,118442187	m
17	Pertes de charge totales H	26,57235872	7,983812784	2,692536945	0,908056764	m
18	Pression au sol au réservoir d'arrivée Psol	134,4276413	153,0161872	158,3074631	160,0919432	m
	TEST DE LA PRESSION P 10 m	correcte	correcte	correcte	correcte	
19	Célérité de l'onde de choc a	432,0572675	432,1613059	431,6407245	431,2235569	m/s
20	Valeur du coup de bélier	56,55398114	34,52612256	22,07010074	14,11121322	m

	B					
21	Supression maximale Pmax	217,5539811	195,5261226	183,0701007	175,1112132	m
22	Dépression maximale Pmin	104,4460189	126,4738774	138,9298993	146,8887868	m
23	Choix de la pression nominale PN	160	160	160	160	m
24	Prix du mètre linéaire de la conduite Puc	999,46	1633,5	2565,2	3968,8	DA
25	Introduire l'annuité A	0,0879501	0,0879501	0,0879501	0,0879501	
26	Frais d'amortissement	147940,0875	241790,6999	379700,9509	587461,8486	DA

On remarque d'après ce tableau, le diamètre économique DN=160 mm dont le matériau utilisé est le **PEHD: PN 16**.

Tab VI.5 : Calcul de l'adduction qui relie R500 projeté pour Timlouka -R200 de la zone industrielle

N°	Désignation de la variable	Valeurs				Unité
1	Cote de départ Cd	265				m
2	Cote d'arrivée Ca	159				m
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	4,63				l/s
4	Longueur de la conduite L	1037				m
PHASE DE CALCUL						
5	Heuteur géométrique Hgeo	106				m
6	Calcul du diamètre économique Deco	68,04410334				mm
7	Nature du matériau de la conduite	PEHD				
8	Introduire le coefficient K	0,66				
9	Introduire le diamètre normalisé DN	63	75	90	110	mm
10	Diamètre int Dint	48,8	58,2	73,6	90	mm
11	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1,486039096	1,048549186	0,728159157	0,487445386	m/s
TEST DE LA VITESSE (0,5 V 1,5)		la vitesse est correcte	la vitesse est correcte	la vitesse est correcte	la vitesse est incorrecte	
12	Introduire l'épaisseur de la conduite e	7,1	8,4	8,2	10	mm
13	Coefficient de rugosité équivalente Chw	136	136	136	136	
14	Perte de charge unitaire j	0,040031458	0,017122446	0,007044886		m/ml
15	Pertes de charge linéaires J	41,51262204	17,75597675	7,305546649		m

16	Pertes de charge singulières J'	6,226893306	2,663396513	1,095831997		m
17	Pertes de charge totales H	47,73951535	20,41937327	8,401378647		m
18	Pression au sol au réservoir d'arrivée P _{sol}	58,26048465	85,58062673	97,59862135		m
	TEST DE LA PRESSION P 10 m	correcte	correcte	correcte		
19	Célérité de l'onde de choc a	1337,882	1337,436	1321,246		m/s
20	Valeur du coup de bélier B	202,6651333	142,952847	98,07108803		m
21	Supression maximale P _{max}	308,6651333	248,952847	204,071088		m
22	Dépression maximale P _{min}	- 96,66513331	- 36,95284702	- 7,928911968		m
23	Choix de la pression nominale PN	160	160	160		m
24	Prix du mètre linéaire de la conduite P _{uc}	318,78	447,81	520,3		DA
25	Introduire l'annuité A	0,0879501	0,0879501	0,0879501		
26	Frais d'amortissement	29074,09199	40842,17685	47453,5732		DA

On remarque d'après ce tableau, le diamètre économique DN=90 mm dont le matériau utilisé est le PEHD: PN 16.

Tableau VI-10.Récapitulation de l'adduction gravitaire :

Tronçon	Mode de transfert	Matériau	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre calculé (mm)	PN (bars)	Frais totaux(DA)
l'adduction qui relie R500 existant Ighil Aferdhas-brise charge Kanis existant	Gravitaire	PEHD	1175	16	160	16	168808,1238

Trançon	Mode de transfert	Matériau	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre calculé (mm)	PN (bars)	Frais totaux(DA)
l'adduction qui relie la brise charge Kanis existant-R500 m3 existant Thala Hadid	Gravitaire	PEHD	1563	0,84	40	16	17737,2387

Trançon	Mode de transfert	Matériau	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre calculé (mm)	PN (bars)	Frais totaux(DA)
l'adduction qui relie brise charge 50 m3 existant Kanis-brise charge projeté timlouka	Gravitaire	PEHD	490	15,75	160	16	70396,57929

Trançon	Mode de transfert	Matériau	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre calculé (mm)	PN (bars)	Frais totaux(DA)
l'adduction qui relie brise charge projeté-R500 projeté pour Timlouka	Gravitaire	PEHD	1683	15,75	160	16	241790,6999

Tableau VI.11. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Trançon	Mode de transfert	Matériau	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre calculé (mm)	PN (bars)	Frais totaux(DA)
l'adduction qui relie R500 projeté pour Timlouka - R200 de la zone industrielle	Gravitaire	PEHD	1037	4,63	90	16	47453,5732

Tableau VI.12. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Projet: réalisations d'un système de protection pour traversée d'oued

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant total (DA)
01	Volume de l'enrochement	M ³	3.5	2000	7000
	BETON				
02	Béton dosage 350 Kg/m ³	M ³	5.2	7500	39000
	ARMATURE				
03	Acier Tor	KG	402	140	56280

		THT	102280
		TVA	17387
		TOTAL	119667

VI-11.CONCLUSION :

L'étude technico-économique de notre chaine d'adduction nous a permis de conclure ce qui suit :

L'adduction sera composée de partie gravitaire :

Pour la conduite DN160, la longueur total est 3348m et de frais total est 480995,403 DA;

Pour la conduite DN90, la longueur total est 1037m et de frais total est 47453,5732 DA ;

Pour la conduite DN40, la longueur total est 1563m et de frais total est 17737,2387 DA ;

Pour projet réalisations d'un système de protection pour traversée d'oued est 119667 DA.

Pour le matériau utilisé, notre choix s'est porté sur le PEHD, vu les avantages qu'il présente (résistance à la corrosion, élasticité, durée de vie assez longue).

Chapitre VII

Réseau de distribution

VII-1.Introduction :

Quand il s'agit du calcul du réseau de distribution proprement dit, le problème est différent de l'adduction gravitaire, car la conduite, outre un débit d'extrémité, doit pouvoir distribuer, sur son parcours, l'eau aux abonnés par les nombreux branchements raccordés sur elle : c'est ce que nous appelons le débit en route.

Dans un projet, le débit en route est calculé en fonction du nombre d'utilisateurs à desservir au moment de la pointe et en supposant ce débit uniformément réparti selon la longueur L de la rue.

VII-2. Définitions : [9]**a) Les conduites principales ou les artères :**

Ce sont des conduites qui partent du réservoir, ou la station de pompage pour distribuer l'eau dans tous les points du réseau par le plus court chemin.

Elles doivent être posées de façon à pouvoir alimenter tout le secteur.

b) Les branches ou tronçon d'un circuit :

Ce sont des tubes de même nature, de diamètre constant et parcourus par un même débit. Les tronçons sont alimentés par les artères et distribuent l'eau vers les branchements.

c)Les branchements :

Ce sont les tronçons situés entre les conduites de service (les branches) et le compteur ou robinet vanne d'arrêt lorsque le branchement ne comporte pas de compteur.

Une canalisation se compose d'éléments droits (les tuyaux), éléments de raccords (les raccords) et pièces spéciales (codes, cônes, tés...).

VII-3.Organes accessoires-robinetterie :**a)Robinets vannes :**

Ces robinets vannes permettent l'isolement des divers tronçons de canalisations en cas de panne et créer un régime de distribution d'eau en cas de nécessité. On les retrouve à chaque nœud du réseau ou sur le parcours d'une longue conduite.

b) Robinet de décharge :

Ce sont des appareils placés au niveau des points bas du réseau pour faciliter la vidange en cas d'incidents sur les tronçons ou de nécessiter, et pour éliminer les dépôts qui sont formés.

c)Les ventouses :

Ce sont des appareils placés au niveau des points hauts du réseau pour permettre l'évacuation de l'air.

d) Bouches d'incendie : [10]

Ce sont des appareils raccordés sur des canalisations capables de fournir aux points correspondants un débit minimal de 17 l/s sous une pression de 0.6 bars.

e) Raccordements :

On envisage des tés, des croix et des cannes de réduction pour permettre les raccordements des conduites présentant des diamètres différents, et des codes pour permettre le changement de direction.

VII-4. Types de réseaux :

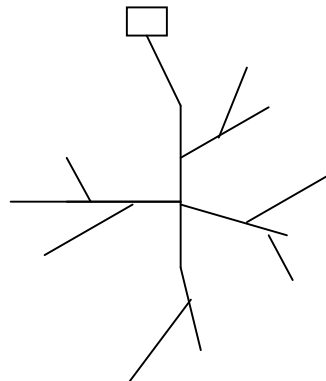
Il existe plusieurs types de réseaux :

- ✚ Réseau ramifié,
- ✚ Réseau maillé,
- ✚ Et réseau mixte.

Dans notre projet il existe un seul type du réseau est le réseau ramifié.

C'est un réseau de structure arborescente; fréquemment utilisé dans les petites agglomérations rurales du fait de sa grande extension; il est composé d'une conduite principale sur laquelle sont greffés des canalisations secondaires, elles même alimentent des canalisations tertiaires.

Ce réseau est économique, mais il est moins fiable car il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie avale sera privée d'eau.



FigVII.1-Réseau ramifié

Remarque :

Pour une meilleure distribution, on adopte le réseau mixte (maillé ; ramifié) vu les avantages qu'il présente :

- L'alimentation de retour.
- Isoler le tronçon accidenté par un simple manœuvre robinet.

VII-5. Calcul le réseau de distribution:**a) Dimensionnement du réseau de distribution :****➤ Méthodologie d'approche :**

Nous retiendrons le principe de répartition uniforme des habitations avec affectation de coefficient de correction des densités comme suit :

- Zone d'habitation haute = 01
- Zone d'habitation moyenne = 0,5
- Tronçons allongés situés en bout de réseau avec faible densité 0,25.

b) Calcul des débits :

Afin de pouvoir dimensionner le réseau nous devons calculer les différents débits et qui sont :

- **Le débit spécifique :**

C'est le débit consommé par mètre linéaire de conduite.

$$Q_{SP} = \frac{Q_p}{\sum_i L_i}$$

avec :

Q_{sp} : débit spécifique [l/sec/m] ;

$\sum L_i$: somme des longueurs de tous les tronçons (longueur totale du réseau) [m] ;

Q_p : débit de pointe du secteur [l/s].

- **Débit au nœud :**

C'est le débit consommé en un nœud donné, il est égal à la moitié des débits en route des tronçons se rencontrant en ce nœud.

- **Les débits de transit :**

Ils servent à dimensionner les tronçons en utilisant les lois de KIRCHOFF appliquées aux différents nœuds.

Le pré-dimensionnement des conduites est effectué après calcul des débits transités dans les tronçons avec l'application des lois de KIRCHOFF.

c) Calcul des vitesses :

Q : débit (l/s) ;

D_{int} : diamètre intérieur (mm) ;

V : vitesse (m/s).

$$V = \left(\frac{4Q}{3,14 D_{int}^2} \right) * 10^3$$

d) Calcul des pertes des charges :

$$\Delta H = j * 1,15 * L$$

L : longueur de conduite(m)

j : perte de charge unitaire, avec :

$$j = 1.218 \cdot 10^{10} \frac{Q^{1.852}}{C_{hw}^{1.852} \cdot xD^{4.871}}$$

Avec : $C_{hw}=1$

Les résultats de calcul pour le réseau de distribution de village TIMLOUKA sont représentés dans les tableaux suivant :

A) Zone sud :

- **Tableau VII.1: calcul des débits en route zone sud :**

trançon	log reel(m)	coeff	long fective	Qspec(l/s/ml)	Qr(l/s)
p-1	96,24	1	96,24	0,003089408	0,29732459
p-2	553,89	0,5	276,945	0,003089408	0,855596
p-3	285,6	0,5	142,8	0,003089408	0,44116741
p-4	14,65	1	14,65	0,003089408	0,04525982
p-5	106,67	1	106,67	0,003089408	0,32954711
p-6	84,44	1	84,44	0,003089408	0,26086958
p-7	89,59	1	89,59	0,003089408	0,27678003
p-8	347,18	0,5	173,59	0,003089408	0,53629027
p-9	169,05	1	169,05	0,003089408	0,52226436
p-10	112,01	1	112,01	0,003089408	0,34604455
p-11	72,35	1	72,35	0,003089408	0,22351864
p-12	179,22	1	179,22	0,003089408	0,55368364
p-13	137,15	1	137,15	0,003089408	0,42371226
p-14	173,84	1	173,84	0,003089408	0,53706262
p-15	102,11	1	102,11	0,003089408	0,31545941
p-16	223,43	1	223,43	0,003089408	0,69026635
p-17	221,04	1	221,04	0,003089408	0,68288266
p-18	103,92	1	103,92	0,003089408	0,32105124
p-19	151,77	1	151,77	0,003089408	0,4688794
p-20	109,8	1	109,8	0,003089408	0,33921696
p-21	152,58	0,5	76,29	0,003089408	0,23569091
p-22	183,38	1	183,38	0,003089408	0,56653557
p-23	89,26	1	89,26	0,003089408	0,27576053
p-24	192,45	1	192,45	0,003089408	0,5945565
p-25	72,3	1	72,3	0,003089408	0,22336417
p-26	54,59	1	54,59	0,003089408	0,16865076
p-27	65,6	1	65,6	0,003089408	0,20266514
p-28	136,18	1	136,18	0,003089408	0,42071553
p-29	468,15	1	468,15	0,003089408	1,44630618
p-30	34,65	1	34,65	0,003089408	0,10704797
p-31	119,32	1	119,32	0,003089408	0,36862812
p-32	73,41	1	73,41	0,003089408	0,22679341
p-33	306,89	1	306,89	0,003089408	0,94810831

p-34	31,21	1	31,21	0,003089408	0,09642041
p-35	165,42	1	165,42	0,003089408	0,51104981
p-36	23,87	1	23,87	0,003089408	0,07374416
p-37	83,47	1	83,47	0,003089408	0,25787286
p-38	128	1	128	0,003089408	0,39544418
p-39	122,6	1	122,6	0,003089408	0,37876138
p-40	141,72	1	141,72	0,003089408	0,43783085
p-41	326,51	1	326,51	0,003089408	1,00872249
p-42	163,45	0,5	81,725	0,003089408	0,25248184
p-43	331,87	1	331,87	0,003089408	1,02528171
p-44	12,63	1	12,63	0,003089408	0,03901922
p-45	93,98	0,5	46,99	0,003089408	0,14517126
p-46	398,22	1	398,22	0,003089408	1,23026391
p-47	106,13	1	106,13	0,003089408	0,32787883
p-48	334,99	1	334,99	0,003089408	1,03492066
p-49	116,37	1	116,37	0,003089408	0,35951437
p-50	180,9	1	180,9	0,003089408	0,55887384
p-51	55,86	1	55,86	0,003089408	0,17257431
p-52	283,55	1	283,55	0,003089408	0,87600153
p-53	346,64	1	346,64	0,003089408	1,07091226
p-54	559,38	1	559,38	0,003089408	1,72815284
p-55	50,2	1	50,2	0,003089408	0,15508826
p-56	78,22	0,5	39,11	0,003089408	0,12082673
p-57	437,46	1	437,46	0,003089408	1,35149226
total	9855,36		9017,91	0,003089408	27,86

• **Tableau VII.2 : calcul des débits nodaux zone sud :**

jonction	Q1(l/s)	Q2(l/s)= (Qr)	Qn(l/s)
j-1	1,37786036	0,297324591	0,83759247
j-2	0,48642723	0,855595997	0,67101161
j-3	0	0,44116741	0,22058371
j-4	0,59041669	0,045259822	0,31783826
j-5	0	0,329547112	0,16477356
j-6	0,8130703	0,260869581	0,53696994
j-7	0	0,27678003	0,13839001
j-8	0	0,536290271	0,26814514
j-9	0,56956319	0,522264361	0,54591378
j-10	0	0,346044549	0,17302227
j-11	1,29844713	0,223518642	0,76098289
j-12	0	0,553683636	0,27684182
j-13	1,91021163	0,423712257	1,16696195
j-14	0,31545941	0,537062623	0,42626102
j-15	0	0,315459414	0,15772971
j-16	0	0,690266348	0,34513317

j-17	0	0,682882663	0,34144133
j-18	0,80809635	0,321051241	0,5645738
j-19	0	0,468879397	0,2344397
j-20	0,80222648	0,339216958	0,57072172
j-21	0	0,235690908	0,11784545
j-22	0,69647606	0,566535572	0,63150581
j-23	0,81792067	0,275760525	0,5468406
j-24	0	0,594556499	0,29727825
j-25	0,3713159	0,223364172	0,29734004
j-26	0	0,168650763	0,08432538
j-27	0	0,202665141	0,10133257
j-28	1,55335416	0,420715532	0,98703485
j-29	0	1,446306184	0,72315309
j-30	0,59542153	0,107047975	0,35123475
j-31	0	0,368628119	0,18431406
j-32	0,55519745	0,226793414	0,62432294
j-33	0,60747022	0,948108309	0,77778927
j-34	0	0,096420412	0,04821021
j-35	0	0,511049811	0,25552491
j-36	0,67565345	0,07374416	0,3746988
j-37	1,40416666	0,257872855	0,83101976
j-38	0	0,395444177	0,19772209
j-39	0,76570968	0,378761376	0,57223553
j-40	0	0,43783085	0,21891542
j-41	1,27776355	1,008722487	1,14324302
j-42	0	0,252481839	0,12624092
j-43	0	1,025281712	0,51264086
j-44	1,37543517	0,039019218	0,7072272
j-45	0	0,145171265	0,07258563
j-46	0	1,230263908	0,61513195
j-47	1,5937945	0,327878832	0,96083667
j-48	0,35951437	1,034920663	0,69721751
j-49	0	0,359514366	0,17975718
j-50	0,32766257	0,558873841	0,44326821
j-51	2,60415438	0,17257431	1,38836434
j-52	1,07091226	0,876001535	0,9734569
j-53	0	1,070912262	0,53545613
j-54	0	1,728152843	0,86407642
j-55	1,472319	0,155088263	0,81370363
j-56	0	0,120826733	0,06041337
j-57	0	1,351492264	0,67574613
total		27,86	27,7113377

B) Zone nord :

- Tableau VII. 3 : calcul des débits en route zone nord :

conduite	longueur(m)	start node	stop node	coef	long fective	Qspeci(l/s/ml)	Qr(l/s)
P-1	873,2	R-2	J-1	0	0	0,001240402	0
P-2	177,8	J-1	J-2	0,5	88,9	0,001240402	0,110271707
P-3	273,93	J-1	J-3	0,5	136,965	0,001240402	0,169891613
P-4	259,6	J-1	J-4	0	0	0,001240402	0
P-5	452,36	J-4	J-5	0,5	226,18	0,001240402	0,280554046
P-6	179,75	J-4	J-6	0,5	89,875	0,001240402	0,111481099
P-7	56,47	J-6	J-7	0,5	28,235	0,001240402	0,035022741
P-8	204,3	J-6	J-8	0,5	102,15	0,001240402	0,126707029
P-9	73,91	J-4	J-9	0,5	36,955	0,001240402	0,045839043
P-10	287,32	J-9	J-10	0,5	143,66	0,001240402	0,178196102
P-11	31,31	J-9	J-11	0,5	15,655	0,001240402	0,019418488
P-12	346,15	J-11	J-12	0,5	173,075	0,001240402	0,214682516
P-13	63,97	J-11	J-13	0,5	31,985	0,001240402	0,039674247
P-14	13,81	J-13	J-14	0,5	6,905	0,001240402	0,008564973
P-15	386,47	J-14	J-15	1	386,47	0,001240402	0,479378027
P-16	35	J-14	J-16	0,5	17,5	0,001240402	0,021707029
P-17	215,86	J-16	J-17	0,5	107,93	0,001240402	0,133876551
P-18	178,37	J-17	J-18	0,5	89,185	0,001240402	0,110625222
P-19	265,59	J-17	J-19	0,5	132,795	0,001240402	0,164719138
P-20	89,39	J-16	J-20	0,5	44,695	0,001240402	0,055439752
P-21	307,69	J-20	J-21	1	307,69	0,001240402	0,381659185
P-22	355,65	J-20	J-22	1	355,65	0,001240402	0,441148848
P-23	217,93	J-13	J-23	0,5	108,965	0,001240402	0,135160366
P-24	32,66	J-23	J-24	0,5	16,33	0,001240402	0,020255759
P-25	186,1	J-23	J-25	0,5	93,05	0,001240402	0,115419374
P-26	119,91	J-25	J-26	0,5	59,955	0,001240402	0,074368281
P-27	48,29	J-25	J-27	0,5	24,145	0,001240402	0,029949498
P-28	140,95	J-27	J-28	0,5	70,475	0,001240402	0,087417307
P-29	55,25	J-27	J-29	0,5	27,625	0,001240402	0,034266096
P-30	472,14	J-29	J-30	1	472,14	0,001240402	0,585643237
P-31	6,13	J-13	J-31	0,5	3,065	0,001240402	0,003801831
P-32	20,14	J-31	J-32	0,5	10,07	0,001240402	0,012490845
P-33	400,96	J-32	J-33	1	400,96	0,001240402	0,497351447
P-34	40,12	J-32	J-34	0,5	20,06	0,001240402	0,024882457
P-35	196,02	J-34	J-35	1	196,02	0,001240402	0,243143532
P-36	46,05	J-34	J-36	0,5	23,025	0,001240402	0,028560248
P-37	66,03	J-37	J-38	0,5	33,015	0,001240402	0,040951861
P-38	79,81	J-37	J-39	0,5	39,905	0,001240402	0,049498228
P-39	172,92	J-36	J-40	0,5	86,46	0,001240402	0,107245127
P-40	400,06	J-40	J-37	0,5	200,03	0,001240402	0,248117543

P-41	45,87	J-40	J-41	0,5	22,935	0,001240402	0,028448612
P-42	71,16	J-41	J-42	0,5	35,58	0,001240402	0,044133491
P-43	37,27	J-41	J-43	0,5	18,635	0,001240402	0,023114885
P-44	56,15	J-43	J-44	0,5	28,075	0,001240402	0,034824276
P-45	170,29	J-43	J-45	0,5	85,145	0,001240402	0,105613999
P-46	18,99	J-31	J-46	0,5	9,495	0,001240402	0,011777614
P-47	192,32	J-46	J-47	1	192,32	0,001240402	0,238554046
P-48	481,48	J-46	J-48	0,5	240,74	0,001240402	0,298614294
P-49	213,67	J-48	J-49	0,5	106,835	0,001240402	0,132518311
P-50	220,55	J-50	J-51	0,5	110,275	0,001240402	0,136785292
P-51	180,06	J-50	J-52	0,5	90,03	0,001240402	0,111673361
P-52	440,46	J-48	J-53	0,5	220,23	0,001240402	0,273173656
P-53	173,36	J-53	J-50	0,5	86,68	0,001240402	0,107518015
P-54	586,73	J-53	J-54	0,5	293,365	0,001240402	0,363890431
P-55	139,21	J-54	J-55	0,5	69,605	0,001240402	0,086338157
P-56	135	J-54	J-56	0,5	67,5	0,001240402	0,083727112
P-57	65,67	J-56	J-57	0,5	32,835	0,001240402	0,040728588
P-58	66,12	J-56	J-58	0,5	33,06	0,001240402	0,041007679
P-59	110,1	J-58	J-59	0,5	55,05	0,001240402	0,068284111
P-60	121,6	J-58	J-60	0,5	60,8	0,001240402	0,075416421
P-61	164,23	J-58	J-61	0,5	82,115	0,001240402	0,101855582
P-62	845,89	J-29	J-62	0,5	422,945	0,001240402	0,524621677
total	12365,55				6772	0,001240402	8,4

• **Tableau VII. 4 : calcul des débits nodaux zone nord :**

jonction	Q1	Q2	Qn(l/S)
J-1	0,28016332	0	0,14008166
J-2	0	0,11027171	0,05513585
J-3	0	0,16989161	0,08494581
J-4	0,43787419	0	0,21893709
J-5	0	0,28055405	0,14027702
J-6	0,16172977	0,1114811	0,13660543
J-7	0	0,03502274	0,01751137
J-8	0	0,12670703	0,06335351
J-9	0,19761459	0,04583904	0,12172682
J-10	0	0,1781961	0,08909805
J-11	0,25435676	0,01941849	0,13688763
J-12	0	0,21468252	0,10734126
J-13	0,14752717	0,03967425	0,09360071
J-14	0,50108506	0,00856497	0,25482501
J-15	0	0,47937803	0,23968901
J-16	0,1893163	0,02170703	0,10551167
J-17	0,27534436	0,13387655	0,20461046
J-18	0	0,11062522	0,05531261

J-19	0	0,16471914	0,08235957
J-20	0,82280803	0,05543975	0,43912389
J-21	0	0,38165918	0,19082959
J-22	0	0,44114885	0,22057442
J-23	0,13567513	0,13516037	0,13541775
J-24	0	0,02025576	0,01012788
J-25	0,10431778	0,11541937	0,10986858
J-26	0	0,07436828	0,03718414
J-27	0,1216834	0,0299495	0,07581645
J-28	0	0,08741731	0,04370865
J-29	1,11026492	0,0342661	0,57226551
J-30	0	0,58564324	0,29282162
J-31	0,02426846	0,00380183	0,01403515
J-32	0,5222339	0,01249085	0,26736237
J-33	0	0,49735145	0,24867572
J-34	0,27170378	0,02488246	0,14829312
J-35	0	0,24314353	0,12157177
J-36	0,10724513	0,02856025	0,06790269
J-37	0,09045009	0,24811754	0,16928382
J-38	0	0,04095186	0,02047593
J-39	0	0,04949823	0,02474912
J-40	0,27656615	0,10724513	0,19190564
J-41	0,06724837	0,02844861	0,04784849
J-42	0	0,04413349	0,02206675
J-43	0,14043828	0,02311488	0,08177658
J-44	0	0,03482428	0,01741214
J-45	0	0,105614	0,052807
J-46	0,53716834	0,01177761	0,27447298
J-47	0	0,23855405	0,11927702
J-48	0,40569197	0,29861429	0,35215313
J-49	0	0,13251831	0,06625916
J-50	0,24845865	0,10751802	0,17798834
J-51	0	0,13678529	0,06839265
J-52	0	0,11167336	0,05583668
J-53	0,47140845	0,27317366	0,37229106
J-54	0,17006527	0,36389043	0,26697785
J-55	0	0,08633816	0,04316908
J-56	0,08173627	0,08372711	0,08273169
J-57	0	0,04072859	0,0203643
J-58	0,24555611	0,04100768	0,1432819
J-59	0	0,06828411	0,03414206
J-60	0	0,07541642	0,03770821
J-61	0	0,10185558	0,05092779
J-62	0	0,52462168	0,26231084
total (l/s)			8,4

C) Zone industrielle :

- **Tableau VII.5: calcul des débits en route zone industrielle :**

conduite	longeure(m)	start Node	stop Node	coeff	log fective	Qspe(l/s/ml)	Qr(l/s)
p-1	443,61	J-1	J-2	1	443,61	0,001936027	0,85884091
p-2	177,22	J-1	J-3	1	177,22	0,001936027	0,34310269
p-3	365,94	R-1	J-4	0,5	182,97	0,001936027	0,35423485
p-4	707,59	J-4	J-1	1	707,59	0,001936027	1,3699133
p-5	865,17	J-4	J-5	1	865,17	0,001936027	1,67499242
totale	2559,53				2376,56	0,001936027	4,60108418

- **Tableau VII. 6 : calcul des débits nodaux zone industrielle :**

jonction	Elévation (m)	Q1	Q2	Qn
J-1	42,43	1,2019436	1,3699133	1,28592845
J-2	25,04	0	0,85884091	0,42942045
J-3	24,78	0	0,34310269	0,17155135
J-4	97,89	3,04490572	0,35423485	1,69957029
J-5	56,21	0	1,67499242	0,83749621
total				4,42396675

Résultats de simulation :

A) Zone sud :

- **Tableau VII.7 : état des conduites zone sud :**

conduite	longeure(m)	départ	arrivé	Diamètre (mm)	diamètre ext (mm)	Debit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert des charges
p-1	92,22	R-1	J-1	130,8	160	27,71	2,063247754	34,02
p-3	285,6	J-2	J-3	40,8	50	0,22	0,168357589	1,28
p-4	14,65	J-2	J-4	90	110	1,43	0,224895809	0,86
p-5	106,67	J-4	J-5	40,8	50	0,16	0,122441883	0,74
p-6	84,44	J-4	J-6	90	110	0,94	0,147833609	0,46
p-7	89,59	J-6	J-7	40,8	50	0,14	0,107136648	0,54
p-8	347,18	J-6	J-8	40,8	50	0,27	0,206620677	1,84
p-9	169,05	J-1	J-9	130,8	160	24,56	1,82870317	27,26
p-10	112,01	J-9	J-10	40,8	50	0,17	0,130094501	0,81
p-11	72,35	J-9	J-11	130,8	160	23,84	1,775092979	25,74
p-12	179,22	J-11	J-12	40,8	50	0,28	0,214273295	1,95
p-13	137,15	J-11	J-13	51,4	63	2,44	1,176505418	35,67
p-14	173,84	J-13	J-14	40,8	50	0,58	0,443851826	7,75
p-15	102,11	J-14	J-15	40,8	50	0,16	0,122441883	0,5

p-16	223,43	J-13	J-16	32,6	40	0,35	0,41953016	8,7
p-17	221,04	J-13	J-17	40,8	50	0,34	0,260189001	2,83
p-18	103,92	J-11	J-18	130,8	160	20,36	1,515977058	19,27
p-19	151,77	J-18	J-19	40,8	50	0,23	0,176010207	1,43
p-20	109,8	J-18	J-20	130,8	160	19,56	1,456410179	17,85
p-21	152,58	J-20	J-21	40,8	50	0,12	0,091831412	0,46
p-22	183,38	J-20	J-22	130,8	160	18,87	1,405033747	16,76
p-23	89,26	J-22	J-23	51,4	63	1,33	0,641291888	11,57
p-24	192,45	J-23	J-24	40,8	50	0,3	0,229578531	2,28
p-25	72,3	J-23	J-25	40,8	50	0,48	0,367325649	5,48
p-26	54,59	J-25	J-26	40,8	50	0,08	0,061220941	0,21
p-27	65,6	J-25	J-27	40,8	50	0,1	0,076526177	0,36
p-28	136,18	J-22	J-28	130,8	160	16,92	1,25983948	13,68
p-29	468,15	J-28	J-29	73,6	90	0,72	0,169319591	0,65
p-30	34,65	J-28	J-30	102,2	125	15,21	1,855059166	37,24
p-31	119,32	J-30	J-31	40,8	50	0,18	0,137747118	0,92
p-33	306,89	J-32	J-33	73,6	90	1,08	0,253979387	1,37
p-34	31,21	J-33	J-34	32,6	40	0,05	0,05993288	0,2
p-35	165,42	J-33	J-35	73,6	90	0,26	0,061143186	0,09
p-36	23,87	J-32	J-36	102,2	125	12,96	1,58064213	27,71
p-37	83,47	J-36	J-37	73,6	90	2,81	0,660816738	8,08
p-38	128	J-37	J-38	32,6	40	0,2	0,23973152	3,12
p-39	122,6	J-36	J-39	102,2	125	8,38	1,022051007	12,36
p-40	141,72	J-39	J-40	40,8	50	0,22	0,168357589	1,26
p-41	326,51	J-37	J-41	73,6	90	1,78	0,418595656	3,42
p-42	163,45	J-41	J-42	40,8	50	0,13	0,09948403	0,45
p-43	331,87	J-41	J-43	51,4	63	0,51	0,245908919	1,98
p-44	12,63	J-36	J-44	61,4	75	1,39	0,46968685	5,6
p-45	93,98	J-44	J-45	51,4	63	0,07	0,033752205	0,05
p-46	398,22	J-44	J-46	61,4	75	0,62	0,209500609	1,17
p-47	106,13	J-39	J-47	102,2	125	7,59	0,925700136	10,2
p-49	116,8	J-48	J-49	73,6	90	0,18	0,042329898	0,6
p-51	55,86	J-50	J-51	73,6	90	3,76	0,884224531	13,86
p-52	283,55	J-51	J-52	61,4	75	1,51	0,510235355	6,17
p-53	342,41	J-52	J-53	61,4	75	0,54	0,182468273	0,96
p-54	559,38	J-51	J-54	61,4	75	0,86	0,290597619	2
p-55	50,2	J-50	J-55	90	110	1,55	0,243768184	1,06
p-56	78,22	J-55	J-56	40,8	50	0,06	0,045915706	0,11
p-57	437,99	J-55	J-57	61,4	75	0,68	0,229774862	1,39
p-66	315,75	J-1	PRV-3	102,2	125	2,32	0,282954455	1,14
p-67	238,14	PRV-3	J-2	102,2	125	2,32	0,282954455	1,14
p-68	64,33	J-30	PRV-4	102,2	125	14,67	1,789199077	34,84

p-69	9,09	PRV-4	J-32	102,2	125	14,67	1,789199077	34,84
p-70	109,59	J-47	PRV-5	90	110	5,75	0,904301329	11,4
p-71	71,31	PRV-5	J-50	90	110	5,75	0,904301329	11,4
p-72	57,21	J-47	PRV-6	73,6	90	0,88	0,206946167	0,93
p-73	277,78	PRV-6	J-48	73,6	90	0,88	0,206946167	0,93

• TableauVII.8 : état des nœuds zone sud :

jonction	élévation(m)	Débit (demande) (l/s)	cote piezo(m)	Pression (mH2O)
J-1	249,92	0,84	261,86	11,94
J-2	171,68	0,67	248,85	77,17
J-3	153,39	0,22	248,48	95,09
J-4	170,36	0,32	248,83	78,47
J-5	169,74	0,16	248,75	79,01
J-6	161,17	0,54	248,8	87,63
J-7	169,81	0,14	248,75	78,94
J-8	155,46	0,27	248,16	92,7
J-9	235,66	0,55	257,26	21,6
J-10	234,86	0,17	257,17	22,31
J-11	227,49	0,76	255,4	27,91
J-12	224,41	0,28	255,05	30,64
J-13	232,18	1,17	250,51	18,33
J-14	238,8	0,43	249,15	10,35
J-15	240,14	0,16	249,08	8,94
J-16	193,05	0,35	248,54	55,49
J-17	197,36	0,34	249,87	52,51
J-18	214,07	0,56	253,4	39,33
J-19	197,43	0,23	253,18	55,75
J-20	201,25	0,57	251,44	50,19
J-21	194,84	0,12	251,38	56,54
J-22	178,46	0,63	248,38	69,92
J-23	174,16	0,55	247,35	73,19
J-24	167,8	0,3	246,92	79,12
J-25	178,11	0,3	246,95	68,84
J-26	180,37	0,08	246,94	66,57
J-27	180,9	0,1	246,93	66,03
J-28	164,19	0,99	246,52	82,33
J-29	157,63	0,72	246,21	88,58
J-30	159,14	0,35	245,23	86,09
J-31	163,18	0,18	245,12	81,94

J-32	150,04	0,62	219,85	69,81
J-33	140,87	0,78	219,43	78,56
J-34	148,44	0,05	219,42	70,98
J-35	138,27	0,26	219,41	81,14
J-36	147,85	0,37	219,19	71,34
J-37	131	0,83	218,51	87,51
J-38	135,65	0,2	218,11	82,46
J-39	133,11	0,57	217,67	84,56
J-40	129,03	0,22	217,49	88,46
J-41	120,15	1,14	217,38	97,23
J-42	125	0,13	217,3	92,3
J-43	127,04	0,51	216,72	89,68
J-44	146,38	0,71	219,12	72,74
J-45	154,34	0,07	219,12	64,78
J-46	129,86	0,62	218,65	88,79
J-47	120,9	0,96	216,58	95,68
J-48	105,48	0,7	165,86	60,38
J-49	110,85	0,18	165,85	55
J-50	98,12	0,44	166,33	68,21
J-51	98,25	1,39	165,55	67,3
J-52	95,14	0,97	163,8	68,66
J-53	91	0,54	163,49	72,49
J-54	94,34	0,86	164,32	69,98
J-55	94,24	0,81	166,28	72,04
J-56	91,84	0,06	166,27	74,43
J-57	84,81	0,68	165,67	80,86

B) Zone nord :

- **Tableau VII.9 : états des conduites zone nord :**

conduite	longueur(m)	départ	arrivée	diamètre inter (mm)	diamètre ext (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert des charges
p-1	873,2	R-2	j-1	90	110	8,4	1,321066289	24,64
p-2	177,8	j-1	j-2	40,8	50	0,05	0,038263088	0,09
p-3	273,93	j-1	j-3	40,8	50	0,09	0,068873559	0,2
p-4	259,6	j-1	j-4	90	110	8,43	1,325784383	23,19
p-5	452,36	j-4	j-5	40,8	50	0,14	0,107136648	0,55
p-6	179,75	j-4	j-6	40,8	50	0,22	0,168357589	1,28
p-7	56,47	j-6	j-7	32,6	40	0,02	0,023973152	0,16
p-8	204,3	j-6	j-8	32,6	40	0,06	0,071919456	0,3
p-9	73,91	j-4	j-9	90	110	7,85	1,185814264	20,32
p-10	287,32	j-9	j-10	32,6	40	0,09	0,107879184	0,71
p-11	31,31	j-9	j-11	90	110	7,64	1,152787607	19,32
p-12	346,15	j-11	j-12	40,8	50	0,11	0,084178795	0,33

p-13	63,97	j-11	j-13	90	110	7,39	1,115042856	18,26
p-14	13,81	j-13	j-14	73,6	90	1,78	0,420947317	3,45
p-15	386,47	j-14	j-15	51,4	63	0,24	0,115721844	0,48
p-16	35	j-14	j-16	73,6	90	0,29	0,303364267	1,96
p-17	215,86	j-16	j-17	51,4	63	0,34	0,16393928	0,93
p-18	178,37	j-17	j-18	32,6	40	0,06	0,071919456	0,29
p-19	265	j-17	j-19	40,8	50	0,08	0,061220941	0,26
p-20	89,39	j-16	j-20	73,6	90	0,84	0,197539523	0,86
p-21	307,69	j-20	j-21	51,4	63	0,19	0,091613127	0,31
p-22	355,65	j-20	j-22	51,4	63	0,22	0,106078357	0,42
p-23	217,92	j-13	j-23	90	110	1,54	0,242195486	0,99
p-24	32,66	j-23	j-24	32,6	40	0,01	0,011986576	0,03
p-25	186,1	j-23	j-25	73,6	90	1,4	0,329232538	2,23
p-26	119,91	j-25	j-26	32,6	40	0,04	0,047946304	0,42
p-27	48,29	j-25	j-27	73,6	90	1,25	0,293957623	1,86
p-28	140,95	j-27	j-28	32,6	40	0,04	0,047946304	0,18
p-29	55,25	j-27	j-29	73,6	90	1,13	0,265737692	1,56
p-30	472,14	j-29	j-30	61,4	75	0,3	0,101371263	0,3
p-31	6,13	j-13	j-31	90	110	3,98	0,625933789	5,78
p-32	20,14	j-31	j-32	73,6	90	1,48	0,348045826	2,44
p-33	400,96	j-32	j-33	61,4	75	0,25	0,084476052	0,22
p-34	40,12	j-32	j-34	73,6	90	0,97	0,228111116	1,11
p-35	196,02	j-34	j-35	51,4	63	0,13	0,062682666	0,14
p-36	46,05	j-34	j-36	73,6	90	0,69	0,162264608	0
p-37	66,03	j-37	j-38	32,6	40	0,02	0,023973152	0,13
p-38	79,81	j-37	j-39	32,6	40	0,03	0,035959728	0,26
p-39	172,92	j-36	j-40	61,4	75	0,62	0,209500609	1
p-40	400,06	j-40	j-37	51,4	63	0,21	0,101256614	0,39
p-41	45,87	j-40	j-41	51,4	63	0,22	0,106078357	0,41
p-42	71,16	j-41	j-42	40,8	50	0,02	0,015305235	0,01
p-43	37,27	j-41	j-43	40,8	50	0,15	0,114789265	0,62
p-44	56,15	j-43	j-44	32,6	40	0,02	0,023973152	0
p-45	170,29	j-43	j-45	40,8	50	0,05	0,038263088	0,08
p-46	18,99	j-31	j-46	73,6	90	2,49	0,585563586	6,47
p-47	192,32	j-46	j-47	32,6	40	0,12	0,143838912	1,22
p-48	481,48	j-46	j-48	73,6	90	2,1	0,493848807	4,73
p-49	213,67	j-48	j-49	32,6	40	0,07	0,083906032	1,23
p-50	220,55	j-50	j-51	51,4	63	0,07	0,033752205	0,04
p-51	180,06	j-50	j-52	51,4	63	0,06	0,028930461	0,03
p-52	440,35	j-48	j-53	73,6	90	1,69	0,397430707	3,14
p-53	173,36	j-53	j-50	61,4	75	0,3	0,101371263	0,31
p-54	586,73	j-53	j-54	73,6	90	1,02	0,239869421	1,23
p-55	139,14	j-54	j-55	32,6	40	0,04	0,047946304	0,55
p-56	135	j-54	j-56	61,4	75	0,67	0,22639582	1,39
p-57	65,67	j-56	j-57	32,6	40	0,02	0,023973152	0,1

p-58	66,12	j-56	j-58	51,4	63	0,57	0,27483938	2,4
p-59	110,1	j-58	j-59	32,6	40	0,34	0,407543584	25,84
p-60	121,6	j-58	j-60	32,6	40	0,04	0,047946304	0,43
p-61	164,23	j-58	j-61	51,4	63	0,05	0,024108718	0,02
p-62	845,89	j-29	j-62	73,6	90	0,26	0,061143186	0,09

• Tableau VII.10 : états des nœuds zone nord :

jonction	élévation(m)	demande(l/s)	cote piezo (m)	pression (m H2O)
j-1	21,86	0,14	83,48	61,62
j-2	17,32	0,05	83,46	66
j-3	29,42	0,09	83,42	54
j-4	43,84	0,22	77,46	33,62
j-5	18,2	0,14	77,21	59
j-6	39,27	0,14	77,23	37,8
j-7	30,33	0,02	77,22	46,8
j-8	40,06	0,06	77,15	37
j-9	48,21	0,12	75,96	27,75
j-10	34,3	0,09	75,75	41,45
j-11	49,72	0,14	75,35	25,63
j-12	28,29	0,11	75,24	46,8
j-13	56,19	0,09	74,19	18
j-14	57,16	0,25	74,14	16,9
j-15	50,79	0,24	73,95	23,16
j-16	60,13	0,11	74,07	13,94
j-17	59,7	0,2	73,87	14,17
j-18	65,19	0,06	73,82	8,63
j-19	43,23	0,08	73,82	30,5
j-20	69,54	0,43	74	4,46
j-21	60,77	0,19	73,9	13,13
j-22	68,4	0,22	73,85	5,45
j-23	41,06	0,13	73,97	32,91
j-24	39,97	0,01	73,97	34
j-25	29,65	0,11	73,56	43,91
j-26	31,19	0,04	73,51	42,32
j-27	28,31	0,08	73,47	45,16
j-28	29,24	0,04	73,44	44,2
j-29	26,01	0,57	73,39	47,38
j-30	16,99	0,3	73,24	56,25
j-31	55,98	0,01	74,15	18,17
j-32	57,85	0,26	74,1	16,25
j-33	56,3	0,25	74,01	17,71
j-34	60,81	0,15	74,06	13,25
j-35	51,17	0,13	74,03	22,86

j-36	65,45	0,07	74,03	8,58
j-37	60,3	0,17	73,67	13,37
j-38	62,8	0,02	73,66	10,86
j-39	61,5	0,03	73,65	12,15
j-40	59,32	0,19	73,82	14,5
j-41	57,75	0,05	73,8	16,05
j-42	63,5	0,02	73,8	10,3
j-43	60,8	0,08	73,78	12,98
j-44	68,44	0,02	73,78	5,34
j-45	68,2	0,05	73,77	5,57
j-46	54,37	0,27	74,03	19,66
j-47	51,35	0,12	73,79	22,44
j-48	26,04	0,35	71,75	45,71
j-49	16,74	0,07	71,49	54,75
j-50	21,35	0,18	70,31	48,96
j-51	31,86	0,07	70,3	38,44
j-52	30,85	0,06	70,31	39,46
j-53	13,21	0,37	70,37	57,16
j-54	27,11	0,3	69,64	42,53
j-55	10,7	0,04	69,56	58,86
j-56	44,32	0,08	69,45	25,13
j-57	43,5	0,02	69,45	25,95
j-58	53,81	0,14	69,29	15,48
j-59	51,1	0,34	66,45	15,35
j-60	27,64	0,04	69,24	41,6
j-61	51,4	0,05	69,29	17,89
j-62	9	0,26	73,3	64,3

C) Zone industrielle :

- TableauVII. 11 : états des conduites zone industrielle :

conduite	longueur(m)	départ	arrivée	diamètre inter (mm)	diamètre ext (mm)	débit (l/s)	vitesse (m/s)	Perte des charges
p-1	443,61	j-1	j-2	61,4	75	0,43	0,15	0,001
p-2	177,22	j-1	j-3	61,4	75	0,17	0,057	0
p-3	365,94	R-1	j-4	73,6	90	4,42	1,039	0,019
p-5	865,17	j-4	j-5	61,4	75	0,84	0,283	0,002
p-7	690,59	j-4	PRV-1	73,6	90	1,89	0,64	0,009
p-8	16,99	PRV-1	j-1	73,6	90	1,89	0,64	0,009

- **Tableau VII.12 : états des nœuds zone industrielle :**

jonction	élévation(m)	Débit (demande) (l/s)	cote piezo(m)	Pression (mH ₂ O)
J-1	42,43	1,29	121,98	79,55
J-2	25,04	0,43	121,72	96,5
J-3	24,78	0,17	121,96	97
J-4	97,89	1,7	152,15	54,26
J-5	56,21	0,84	150,35	94,14

VII.6. Interprétation de résultats :

➤ **Zone sud :**

Après avoir fait la simulation, nous avons abouti à des résultats suivants :

Les diamètres obtenus varient entre 50 mm et 160 mm, les vitesses ont été acceptables dans la fourchette de l'écoulement en hydraulique urbain, seulement nous avons relevé quelques vitesses faibles dans les bouts de réseau, mais cela peut être résolu par l'ouverture des robinets de vidange.

Les pressions obtenues sont acceptables dans la fourchette de l'hydraulique urbain, nous avons relevé quelques pressions élevées qui nécessitent l'emplacement des réducteurs de pression à ces niveaux.

➤ **Zone nord :**

Après avoir fait la simulation, nous avons abouti à des résultats suivants :

Les diamètres obtenus varient entre 40 mm et 110 mm, les vitesses ont été acceptables dans la fourchette de l'écoulement en hydraulique urbain le long de la conduite principale, seulement nous avons relevé quelques vitesses faibles dans les bouts de réseau, et c'est l'inconvénient majeur de réseau ramifié mais cela peut être résolu par l'ouverture des robinets de vidange.

Les pressions obtenues sont acceptables dans la fourchette de l'hydraulique urbain, seulement nous avons relevé quelques pressions faibles aux niveaux des nœuds J20-J18-J22-J36-J44-J45 pour résoudre ce problème, nous avons intérêt à placer les petits réservoirs surpresseurs.

➤ **Zone industrielle :**

Dans cette petite zone, nous avons proposé l'installation d'un système de lutte contre l'incendie.

Supposer l'installation d'un réservoir projeté 200m³. La bouche d'incendie sera placée dans l'endroit où le risque d'incendie est important.

Nous avons relevé quelques pressions élevées, cela nous conduit à l'emplacement d'un réducteur de pression PRV1 : P_{mont}=119 mce P_{aval}=79 mce.

Le nombre de ventouses placées le long de l'adduction est sept, ces dernières nous permettent l'évacuation de l'air accumulé aux points hauts afin d'éviter : la diminution de la section, l'arrêt complet des débits, la diminution de pression, les coups de béliers.

Le nombre des robinets de vidange installés le long de l'adduction est quatre, cela pour faire face aux dépôts aux niveaux de l'adduction et éviter le phénomène de l'entartrage.

VII.7. CONCLUSION:

Pour la zone nord, qui est alimentée par deux conduites existantes, conduite en PEHD DE110 et une autre conduite en acier de 40/49, nous avons maintenu la conduite existante DN40/49, mais la zone alimenté par cette conduite sera renforce par un système de distribution projeté, cela peut êtres justifie par la présence des petit diamètres qui sont insuffisant pour prendre en charge cette zone qui connait une activité importante en bâtiment.

Pour la conduite existante DE110 PEHD PN16, et vu les problèmes avec le propriétaire du terrain, nous proposons que l'ors de la réalisation de ce projet, les travaux auront le départ a partir de l'oued.

Chapitre VIII

Dimensionnement des réservoirs

VIII.1.Introduction :

Le réservoir est un moyen de stockage et de régularisation des débits et des pressions. Il permet de stocker l'eau en excès pendant les heures de faible consommation pour les restituer aux heures de pointe. Graduellement science de l'eau évolue et les systèmes d'alimentation en eau potable se diversifient avec, ce qui a donné une multitude de fonctions aux réservoirs.

VIII.2. Fonctions des réservoirs : [9]

- Les réservoirs servent à compenser l'écart entre le régime de production d'eau et celui de la consommation ;
- Ils constituent une réserve en cas des imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau ...) ;
- Ils constituent aussi une réserve d'eau en cas d'incendie ;
- Ils maintiennent l'eau à l'abri des risques de contamination et la préservant contre les fortes variations de températures ;
- Simplification de l'exploitation ;

Les réservoirs sont appelés également réservoirs tampons, lorsqu'ils jouent un rôle de relais.

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont classées en fonctions techniques et économiques qui se résument dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1 : Fonctions des réservoirs

Fonctions Techniques	Fonctions économiques
<ul style="list-style-type: none"> - Régulation des débits - Sécurité d'approvisionnement - Régulation de la pression - Simplification de l'exploitation - Réacteur participant au traitement 	<ul style="list-style-type: none"> - Réduction des investissements sur les ouvrages de production - Réduction des investissements sur le réseau de distribution - Réduction des dépenses d'énergie

VIII.3. Implantation des réservoirs :

Le choix de site d'implantation des réservoirs est généralement effectué sur la base des considérations techniques (réalisation d'un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant) et économique (peu coûteux), et dépend aussi des conditions topographiques et la nature du sol (sol résistant et non rocheux).

Pour cela, on se forcera de respecter les conditions suivantes :

- En plaine, leurs emplacements doit se faire à l'extrémité des centres urbains (qui enregistrent des grandes consommations et doivent généralement être surélevés).

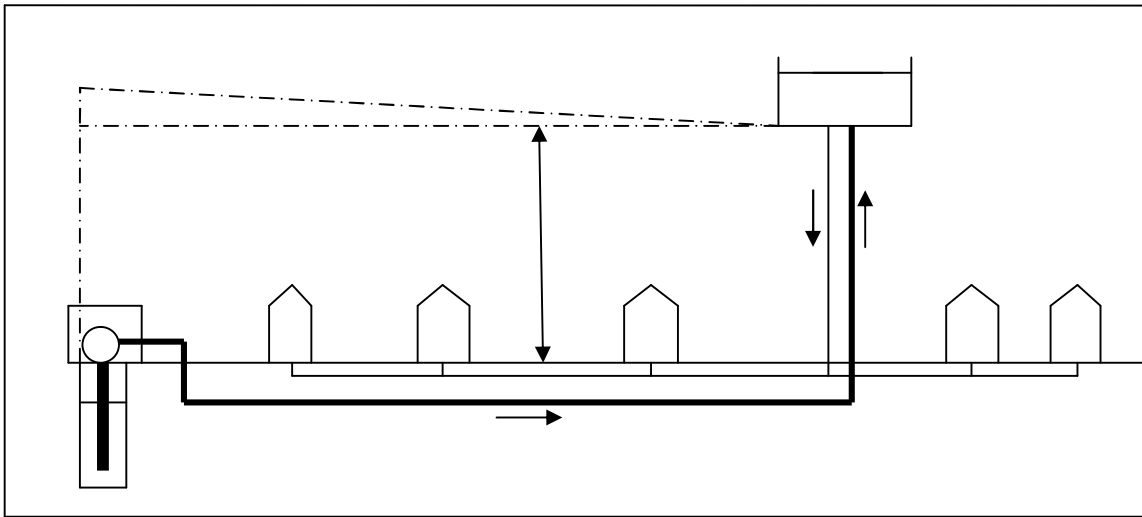
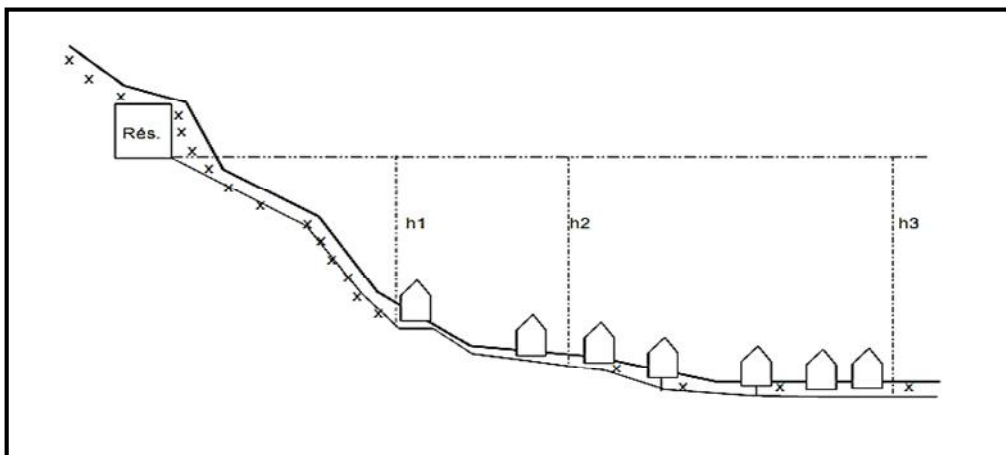


Fig VIII.1: Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération



FigVIII.2 : Emplacement du réservoir en altitude

VIII.4. Classification des réservoirs : [10]

Selon les critères pris en considération ; les réservoirs peuvent être classés de diverses façons :

A) Classification selon les matériaux de constructions :

Elle se base sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoirs métalliques ;

- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoirs en béton armé ou précontraint.

B) Classification selon la situation des lieux :

Les réservoirs pour accomplir convenablement les fonctions aux quelles ils sont conçus peuvent occuper les différentes dispositions suivantes par rapport à la surface du sol :

- Enterrés ;
- Semi enterrés ;
- Surélevés ou sur tour (château d'eau).

C) Classification selon l'usage :

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

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

D) Classification selon la forme géométrique :

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

- **Rectangulaire ou carrée** : Ils sont utilisés surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour les réservoirs uniques.
- **Cylindrique** : elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie est la même que pour les réservoirs rectangulaires. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

Comme il existe des réservoirs à forme quelconque (sphérique, conique...).

VIII .5. Choix du type de réservoir :

Les réservoirs enterrés et semi-enterrés présentent des avantages par rapport au réservoir surélevé, parmi ces avantages on cite :

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale très simplifiée ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Conservation à une température constante de l'eau emmagasinée.

Les facteurs intervenants dans le choix de type de réservoir :

- La topographie de la région à desservir ;
- Les conditions hydrauliques (capacité, pression ...etc.)

- La facilité d'exploitation ;
- Les facteurs économiques.

VIII.6.Construction des réservoirs :

Les réservoirs doivent être construits en matériaux durables. Ils doivent être couverts, à m'abri des contaminations, des eaux souterraines d'infiltration, des pluies et des poussières. Ils doivent être aérés tout en restant à l'abri du froid et de chaleur, de plus visibles.

VIII.6.1. Détermination de la forme et proportion des réservoirs :

- ❖ **Forme :** En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires, circulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adopté à la forme de la parcelle ou aux conditions de terrain).

Ces formes permettent une construction statique sans imprévus et adaptables, une exécution solide avec des possibilités d'agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

Le béton armé précontraint peut être utilisé pour réaliser des réservoirs circulaires et rectangulaires.

En dépit de leurs avantages qui sont la bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration, les réservoirs rectangulaires ne réalisent pas d'économie substantielle.

- ❖ **Hauteur d'eau :**

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la construction ; toutefois, elle ne devrait pas dépasser 6m.Pour les réservoirs de grandes capacités (villes importantes) la hauteur d'eau peut atteindre 7à 10m. Une grande hauteur complique le nettoyage des réservoirs et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution

Les valeurs indicatives suivantes, peuvent être prises en considération pour les réservoirs petits et moyens :

Tableau. VIII.2 Valeurs indicatives concernant les réservoirs

Capacité utile (m ³)	Hauteur d'eau optimum (m)
Jusqu'à 500	3 à 4
1000	4 à 5
5000	5 à 6

Dans la plus part des cas, une étude économique particulière est indiquée pour les grands réservoirs.

VIII.6.2. Mesure de la sécurité dans la construction :

Le réservoir est un ouvrage qui présente certain nombre de risque pour me personnel d'exploitation, pour cela des précautions doivent être prise en compte à savoir :

- ✓ La conception des moyens d'accès et de circulation conforme ou norme ;
- ✓ Il faut prévoir un dispositif d'aération pour éviter le risque d'asphyxie suite à l'intervention des agents de l'exploitation à l'intérieur du réservoir ;
- ✓ Les installations électriques doivent être bien protégées, isolées et disposées selon les normes ;
- ✓ Les agents de l'installation doivent être munies d'équipement de travail sécurisant et surtout recevoir une formation sur les risques et les précautions à prendre en cas de risque.

VIII.7. Equipements hydraulique des réservoirs : [11]

Les réservoirs doivent être équipés de :

VIII.7.1 .Conduite d'arrivée ou d'adduction :

La conduite d'arrivée ou d'adduction peut être de type refoulement, comme elle peut être gravitaire. L'arrivée des eaux par la conduite peut être soit :

a- Arrivée par le haut (chute libre) :

Elle a l'avantage de permettre l'oxygénation des eaux ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines ordinairement pauvres en oxygène, par contre, elle présente l'inconvénient de libérer plus facilement le gaz carbonique dissous, et par suite de favoriser l'entartrage du réservoir et des conduites aval.

b-Arrivée en bas (siphon noyé) :

Elle a l'avantage de permettre le brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir, permet une petite économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'une adduction par refoulement, mais présente un inconvénient en cas d'accidents sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide par siphonage. Il peut y être remédié en disposant d'un clapet sur l'arrivée du réservoir.

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint son niveau maximal, obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.(Figure VIII-3).

VIII.7.2. Conduite de départ ou de distribution :

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé 0,15 à 0,20 au dessus du radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée ; pour éviter l'entraînement dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir .L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration de l'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite surtout dans le cas des réservoirs de grande capacité afin d'éviter les dégâts d'inondation en ville. (**Figure VIII-3**).

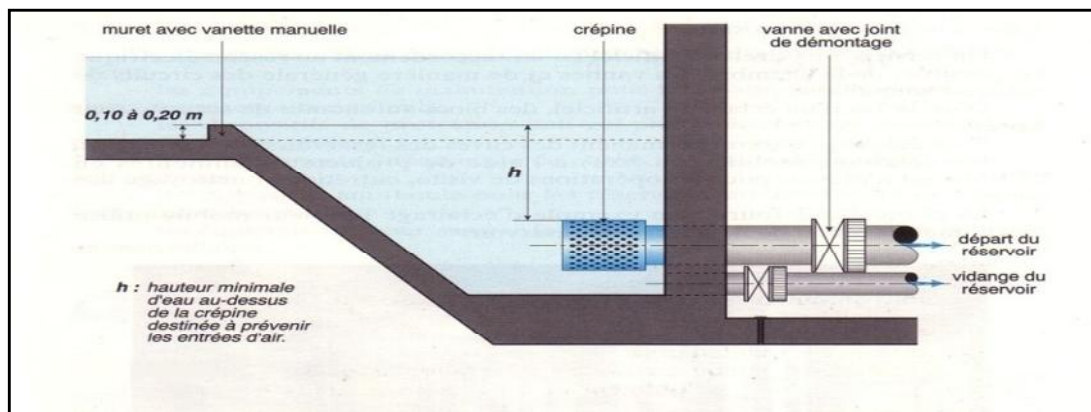


Fig.VIII-3: Conduites de la distribution et de vidange

VIII.7.3. Conduite de trop plein :

Elle a pour but d'évacuer l'excès d'eau arrivant aux réservoirs sans provoquer son déversement.

Dans le cas où la pompe d'alimentation ne sera pas arrêtée, cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

VIII.7.4. Conduite de vidange :

C'est une conduite au point bas du réservoir généralement raccordée à la conduite trop plein, elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange et ça en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

VIII.7.5. Conduite By-pass :

Afin d'assurer la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, on doit relier la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

Deux situations peuvent se présenter :

- En temps normal, les vannes (1) et (3) sont ouvertes et la vanne (2) est fermée.
- En By-pass : on ferme les vannes(1) et (3) et on ouvre la vanne (2).

VIII.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels incendies. Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution nous adoptons un dispositif qui est schématisé dans la **Figure (VIII-4-D)** 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 renouvelée. En cas d'incendie on ouvre, la vanne (2) pour pouvoir exploiter cette réserve. Une vanne (3) supplémentaire est prévue pour permettre les réparations sans vider les réservoirs.

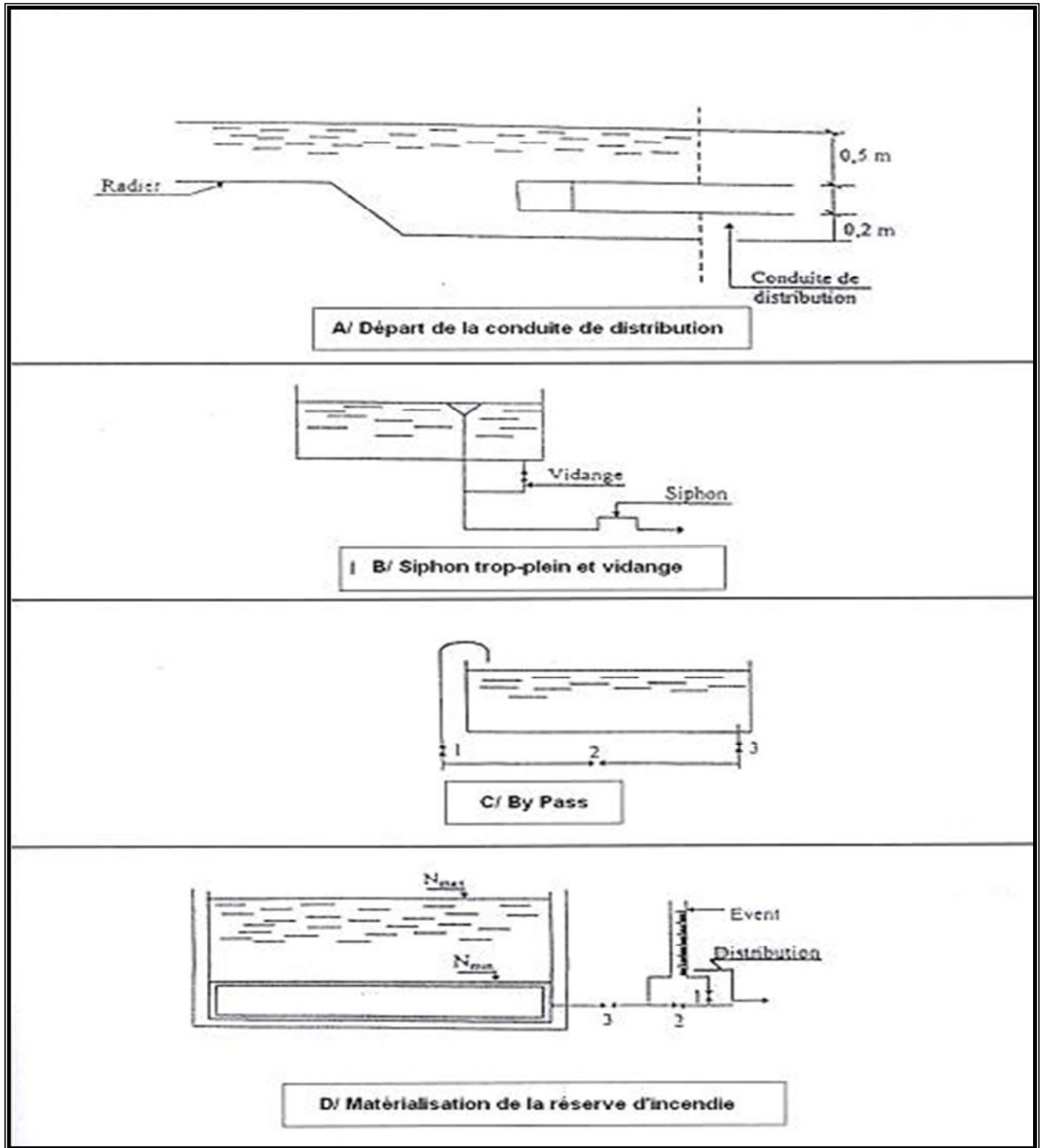


Fig VIII-4 : Equipements hydrauliques d'un réservoir

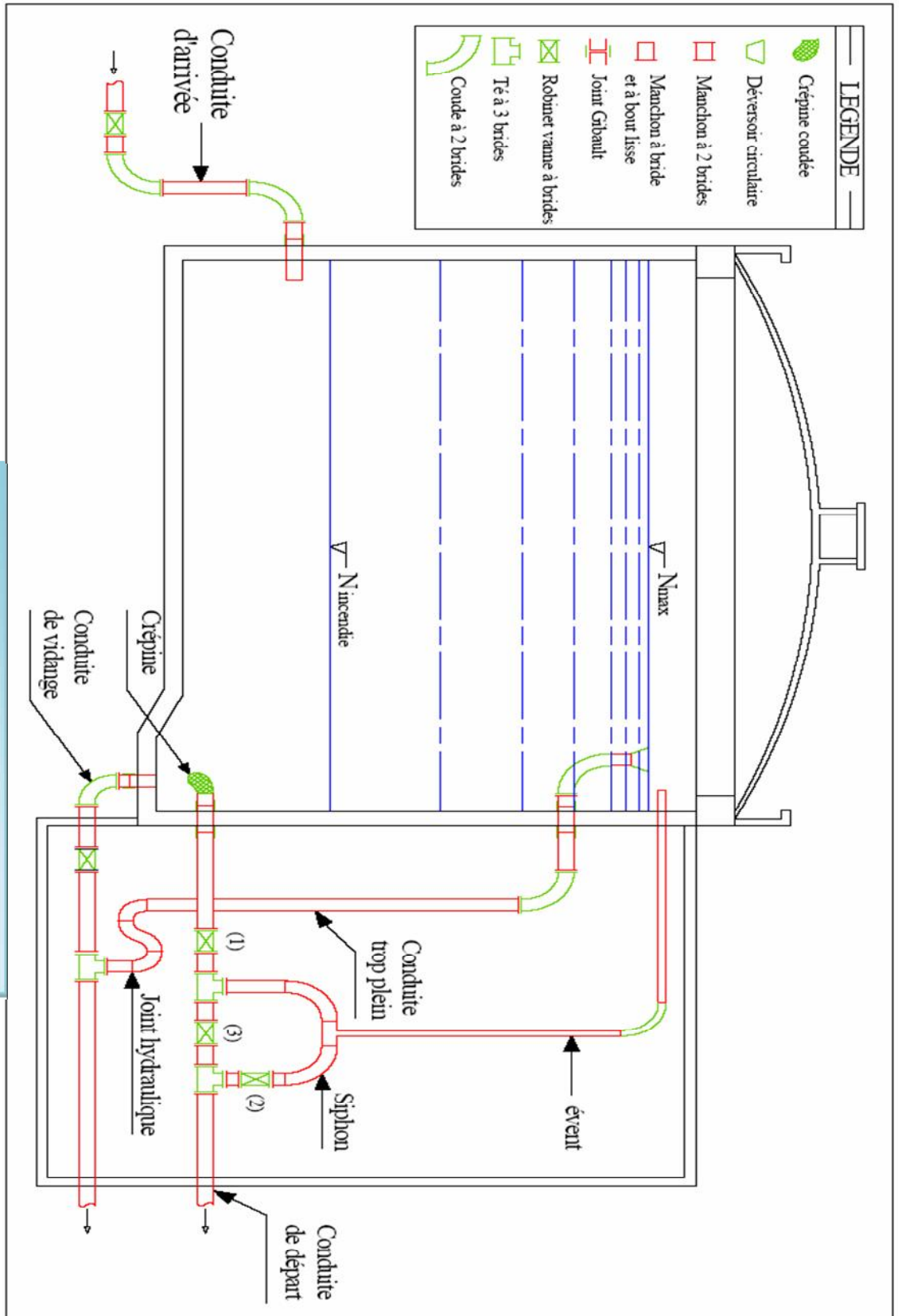


Fig VIII-5. Schéma d'un réservoir au sol.

VIII.7.7. Volume des réservoirs :

Le volume total des réserves nécessaires sur un réseau de distribution est déterminé à partir des fonctions de régulation et de sécurité d'approvisionnement et comprend trois parties :

- Une première partie qui correspond au volume nécessaire pour assurer la fonction de régulation entre la demande et la production.
- Une seconde partie qui correspond au volume nécessaire pour assuré la sécurité d'approvisionnement (réserve d'eau potable et réserve d'incendie)
- Une troisième partie comprenant à :
 - ❖ Un volume mort (fonds de réservoir) suivant des réservoirs la hauteur d'eau peut être de 10 à 20 cm chargée de dépôts et impropre à la consommation correspondant au fond de réservoir.
 - ❖ Un volume de commande correspondant à la régulation de l'alimentation des réservoirs : commande de groupes ou de la vanne d'alimentation réservoir,...ce volume d'eau se situe dans la partie supérieure du réservoir et il a une hauteur de l'ordre de 20 à 30 cm.

VIII.8. Exigences techniques :

Un bon réservoir doit répondre à différents impératifs et des exigences suivantes :

- **Étanchéité** : les cuves des réservoirs d'eau doivent être parfaitement étanches et ne reçoivent aucun enduit intérieur susceptible d'altérer l'eau qu'elle condition, Elles doivent être aussi aménagées de manière que l'eau circule régulièrement à l'intérieur en évitant tout stagnation.
- **Durabilité** : Les matériaux constituant tous les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés, après un long contact avec liquide.
- **Résistance** : Les réservoirs doivent équilibrer, sur toutes leurs parties, les effets auxquels seront soumis : poids propre, effets climatique (neige, vent... etc.), effets dynamique (séisme), effet de retrait, effet de fluage, variation de température (surcharge d'exploitation)
- **L'isolation thermique** : sur tout pour le réservoir surélevé qui reçoit de façon intense le rayonnement .cette isolation peut être obtenu en recouvrant le couvercle de réservoir d'une couche de gravillon et montant parallèlement à la paroi latérale un rang de briques qui retient ainsi une couche d'air isolante.

VIII.9. 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 aérés par les orifices de grillage ;
- 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.

VIII.10. Calcul de la capacité des réservoirs : [11]

Le volume du réservoir peut se calculer par trois méthodes :

- Méthode simplifiée
- Méthode graphique
- Méthode analytique

VIII.10.1. Méthode simplifiée :

Capacités sont déterminées comme suit :

➤ **le réservoir de stockage :**

$$CRS = Q_{maxj} \cdot 50\%$$

ou

$$CRS = Q_{maxh} \cdot 12h$$

CRS : capacité du réservoir de stockage (m^3)

Q_{maxj} : débit journalier maximal (m^3/jr)

Q_{maxh} : débit horaire maximal (m^3/h)

VIII.10.2. Méthode graphique :

Elle représente les courbes d'apport et de consommation journalière. Le volume sera obtenu en valeur absolue, comme étant la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond à $|\Delta V^+ max| + |\Delta V^- max| = \text{Volume de réservoir}$ auquel on ajoute la réserve d'incendie pour obtenir le volume d'incendie.

VIII.10.3. Méthode analytique :

Cette méthode consiste à déterminer les excès (ΔV^+) et les déficits (ΔV^-) d'eau pendant les différentes heures de la journée, en fonction des coefficients horaires ($ah\%$) qui varient suivant les heures de desserte et de l'importance de la population [10]

La somme du plus grand excès (ΔV^+) et le plus grand déficit (ΔV^-) en volume d'eau d'une même journée ainsi que de la réserve d'incendie, correspond au volume de réservoir V_r qui s'écrit :

$$v_r = v_r^+ + \Delta v^- + \Delta v_{ri}$$

et :

$$\Delta v = \text{volume d'apport} - \text{volume consommé}$$

Où : Volume apport = Volume max journalier
 Volume consommée = Volume d'apport * ah * 24 / 100

Ainsi :

Δv_{ri} représente le volume de la réserve d'incendie

VIII.11. Calcul de la capacité des réservoirs du projet :

Tableau VIII. 3. Calcul de la capacité du réservoir de stockage :

Désignation	Unité	Horizon 2043
Débit de stockage	m ³ /h	65,21
Temps de réserve	h	12
Capacité calculée	m ³	782,5
Capacité du réservoir existant		500
Réserve d'incendie		120
Déficit		402,5
Capacité du réservoir à projeter		500

VIII.12. Dimensionnement des réservoirs :

Après avoir déterminé les capacités des réservoirs, on calcule alors leurs dimensions à l'aide des formules suivantes :

VIII.12.1. Section des réservoirs projetés :

Elles sont déterminées comme suit :

$$V_R = S * H$$

Ce qui donne :

$$S = V_R / H$$

Avec:

VR : volume du réservoir projeté [m³] ;

S : section [m²] ;

H: hauteur de la lame d'eau [m].

VIII.12.2. Diamètre du réservoir :

Le diamètre du réservoir sera déterminé par la relation suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4V_R}{\pi H}}$$

Avec :

D : diamètre du réservoir [m],

VR : volume du réservoir projeté [m³],

H : hauteur de la colonne d'eau prise entre **3 et 6 m**.

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

$$H_{inc} = 4 \frac{V_{inc}}{\pi D^2}$$

Avec :

H_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir [m] ;

V_{inc} : le volume de la réserve d'incendie égale à **120 m³**.

Les dimensions des réservoirs sont rapportées sur le tableau suivant :

Tableau VIII. 4 : Caractéristiques des réservoirs projetés

Réservoir	V (m ³)	H(m)	D(m)	S (m ²)	H _{inc} (m)
Réservoir de stockage projeté	500	4	12,62	125	/

Tableau VIII.5 : Récapitulatif des capacités et des frais des réservoirs

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF					
RESERVOIR 500 M3					
N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
<u>A/ TERRASSEMENTS:</u>					
A/1	Terrassement en grande masse en terrain normal	M3	180	250,00	45 000,00
A/2	Déblais de l'ouvrage en terrain rocheux	M3	18	2 000,00	36 000,00
A/3	Déblais de l'ouvrage en terrain normal	M3	60	250,00	15 000,00
A/4	Déblais à la main pour drainage	M3	13	700,00	9 100,00

A/5	Remblais en terre autour de l'ouvrage à la machine	M3	30	150,00	4 500,00
<u>B) RADIER:</u>					
B1	Blocage en moellons	M3	25	2 000,00	50 000,00
B2	Mise en place de TV concassé	M3	25	1 200,00	30 000,00
B3	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	M3	10	5 000,00	50 000,00
B4	Coffrage cylindrique	M2	30	1 400,00	42 000,00
B5	Aciers pour armatures	KG	7000	90,00	630 000,00
B6	Béton dosé à 350 kg/m3	M3	40	15 000,00	600 000,00
<u>C/ PAROIS:</u>					
C/1	Coffrage cylindrique	M2	380	1 400,00	532 000,00
C/2	Aciers pour armatures	KG	5400	90,00	486 000,00
C/3	Béton dosé à 350 kg/m3	M3	40	15 000,00	600 000,00
<u>D/ CHAINAGE ET COUPOLE:</u>					
D/1	Coffrage cylindrique	M2	50	1 400,00	70 000,00
D/2	Coffrage sphérique	M2	130	2 300,00	299 000,00
D/3	Aciers pour armatures	KG	1500	90,00	135 000,00
D/4	Béton dosé à 350 kg/m3	M3	20	15 000,00	300 000,00
D/5	Lanterneau d'aération du réservoir	U	1	40 000,00	40 000,00
<u>E/ CHAMBRE DE VANNES:</u>					
E/1	Coffrage plan	M2	80	700,00	56 000,00
E/2	Béton ordinaire dosé à 250 kg/m3	M3	7	8 000,00	56 000,00

E/3	Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³	M3	3	5 000,00	15 000,00
E/4	Aciers pour armatures	KG	590	90,00	53 100,00
E/5	Béton dosé à 350 kg/m ³	M3	26	12 000,00	312 000,00
<u>F/ MENUISERIE METALLIQUE:</u>					
F/1	Portillon métallique de 1,50 x 1,50m	U	1	9 000,00	9 000,00
F/2	Gargouille de diamètre 34	U	10	2 000,00	20 000,00
F/3	Echelle métallique	ML	12	500,00	6 000,00
F/4	Châssis grillagée de 0,78 x 0,44	U	2	7 000,00	14 000,00
F/5	Portillon métallique de 2,50 x 3,00m	U	1	60 000,00	60 000,00
F/6	Porte métallique de 1,00 x 1,80m	U	1	19 500,00	19 500,00
F/7	Grille métallique de 0,5x1m	U	1	5 000,00	5 000,00
<u>G/ TRAVAUX DE FINITIONS:</u>					
G/1	Crépissage au mortier N°1 (sur parois) (400kg/m ²)	M2	500	350,00	175 000,00
G/2	Enduit ordinaire N°2 (enduit étanche sur radier)	M2	500	330,00	165 000,00
G/3	Enduit étanche N°3 (enduit sur radier)	M2	250	350,00	87 500,00
G/4	Chape de ciment sur radier et coupole	M2	260	1 200,00	312 000,00
G/5	Badigeon en flinckot	M2	160	90,00	14 400,00
G/6	Badigeon à la chaux	M2	350	100,00	35 000,00
G/7	Peinture vinylique	M2	150	180,00	27 000,00
G/8	Béton de pente sur radier et coupole	M2	256	850,00	217 600,00
<u>H/ DIVERS:</u>					
H/1	F/pose de buse DN 300	ML	30	650,00	19 500,00

H/2	F/pose d'équipement hydraulique				
H/3	Tuyauterie acier arrivée DN 200	ML	10	7 000,00	70 000,00
H/4	Tuyauterie de départ réservoir Acier DN 200	ML	10	7 000,00	70 000,00
H/5	Tuyauterie de trop plein acier DN 250 y compris de versoir DN 500	ML	5	7 000,00	35 000,00
H/6	Tuyauterie de vidange acier DN 200	ML	5	7 000,00	35 000,00
H/7	Vanne départ DN 125 PN 4	U	2	75 000,00	150 000,00
H/8	Vanne vidange DN 200 PN 4	U	2	75 000,00	150 000,00
H/9	Robinet flotteur DN 200 PN 16	U	1	500 000,00	500 000,00
H/10	Crépine DN 500 mm	U	2	29 500,00	59 000,00
H/11	Nourrice de DN 500	U	1	40 000,00	40 000,00
H/13	Mur de clôture en parpaings de 40x20x20, avec fondations, chaînages inférieurs et supérieur, et poteaux tous les 03 mètres, y compris crépissage exécuté en deux couches et tyrolliennes , porte, portail et protection concertinas , hauteur 03 mètres	ml	140	3 000,00	420 000,00
				Total HT	7 181 200,00
				TVA 17%	1 220 804,00
				Total TTC	8 402 004,00

le montant du présent devis est arrêté à la somme de:

huit million quatre cents deux milles quatre dinars en TTC

VIII.13. CONCLUSION :

Le débit destiné à l'alimentation du village d'étude, sera transféré à l'intermédiaire de réservoir projeté, dont les caractéristiques sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

réservoir	Capacité du réservoir (m ³)	Frais de construction (DA)
Réservoir de stockage projeté	500	8 402 004,00

Huit million quatre cents deux milles quatre dinars en TTC.

Conclusion générale

Conclusion générale

Nous avons, à travers cette étude, essayé d'apporter une contribution à l'étude de l'alimentation en eau potable de Village Timlouka à partir des forages sur la conduite de transfert barrage de Taksebt vers le Flanc nord de la wilaya de Tizi-Ouzou. Ce travail a permis de dégager les résultats suivants :

Vu que notre zone d'étude sera scindée en trois zones différentes : les débits de dimensionnement du réseau de distribution seront répartis comme suit :

- la zone de sud connaît une extension plus importante, donc nous suggérons un pourcentage de 70% des besoins maximum journalier seront réservés pour cette zone. Soit un débit de pointe de 19.5 l/s.
- par contre la zone nord de Timlouka, l'extension est moins importante, donc nous suggérons un pourcentage de 30% des besoins maximums journaliers, soit un débit de pointe de 8.4 l/s.
- pour la zone industrielles, nous avons préconisé un débit de 200m³/j équivalent à 2.4l/s, donc le débit de pointe sera 6.22 l/s.



La capacité de stockage existant pour le village TIMLOUKA est de 500 m³.

Nous constatons que les besoins en eau totaux du village TIMLOUKA, dépassent le stockage en eau existant à partir de l'horizon 2025, du cet effet nous devons projeter un autre réservoir de telle façon à assurer un stockage suffisant pour une période de 30 ans à partir de l'année où nous avons enregistré un déficit.

Les besoins en eau totaux (y compris les besoins en eau industrielles, débit des fuites et débit de bétail) sont estimés environ 1565 m³/j. De cet effet nous proposons la projection d'un réservoir 500 m³.

Pour la zone industrielle, nous proposons la projection d'un réservoir 200m³ qui prend en charge l'alimentation en eau potable de cette zone, et assure un débit d'incendie supposé emmagasiner dans le R200 m³ projeté.

Le choix de site d'emplacement est effectué d'une telle façon à assurer une bonne répartition des débits et des pressions aux niveaux du réseau de distribution de TIMLOUKA.

De cet effet le réservoir 500m³ projeté, sera placé à une cote de 265m NGA. Proche de l'agglomération sud de Timlouka.

Conclusion générale

Le choix des matériaux des conduites s'est porté sur le PEHD, qui présente beaucoup d'avantages (non corrosif, de bonne caractéristiques hydraulique, flexible, disponible sur le marché...) par rapport aux matériaux traditionnels. Les frais occasionnés est :

Pour la conduite DN160, la longueur total est 3348m et de frais total est 480995,403 ;

Pour la conduite DN90, la longueur total est 1037m et de frais total est 47453,5732 ;

Pour la conduite DN40, la longueur total est 1563m et de frais total est 17737,2387.

Références bibliographiques

Bibliographie

[1] ANONYME: <http://fr.wikipedia.org/wiki/Azeffoun>.

[2] **KERMIA H., 2011/2012**, Contribution à l'étude de l'alimentation de l'eau potable des communes de souk el khmis et el Mokrani à partir du barrage koudiet Acerdoune (Bouira). (Mémoire ingénieur d'état en sciences Agronomiques UMMTO).

[3] **BOUNSIAR Z. BERKANE Z., 2011/2012**, Contribution à l'étude de l'alimentation en eau potable des villages de Yakourene à partir du piquage sur la conduite de transfert du barrage de Taksebt vers le flanc nord de la wilaya de Tizi-Ouzou. (Mémoire d'ingénieur d'état en agronomie UMMTO).

[4] **Hydraulique urbain1 ; chapitre 7**, Eléments particulier d'un réseau d'AEP. (Cours m^{me} Hammoum M1).

[5] **Mahmoudi Y ; Nazi K., 2013/2014**, Raccordement des villages de la commune d'Agouni Gueghrane au transfert des eaux à partir du barrage Koudiet Acerdoune de Bouira.

[6] **AIT YALA K ; ARSOULI M., 2011/2012**, Contribution à l'étude du renforcement de la chaîne d'AEP du chef-lieu et un village de la commune de Ait Toudert à partir d'un forage. (Mémoire d'ingénieur d'état en agronomie UMMTO).

[7] **Chebili Nassima ; Kourat Tassadit ., 2008/2009**, Raccordement des villages de Boumahni commune d'Ain Zaouia au transfert des eaux à partir du Barrage Koudiet Acerdoune (BOUIRA). Thèse d'ingénieur d'état en science Agronomique (UMMTO).

[8] *Catalogue technique (PVC), (PE)* (tubes polyéthylène (PE) et accessoires) (groupe CHIALI).

[9] **Bnin J ; 1986**, captage, réseaux d'adduction, réseaux distribution, équipements, petites centrales hydrauliques, édition Eyrolles PARIS.

[10] **Ababsa S., 2003**, Etude de système d'AEP de la ville d'Oued el Alleug. Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique (ENSH Blida).

Annexes

Annexe

Annexe 1

Paramètres physicochimiques (OMS 1986).

Paramètre	Unités	Niveau de guide	Concentration maximale admissible
Température	0°C	12	25
pH	Unité PH	6,5<PH<8,5	9,5
Conductivité	Us /cm	400	1250
Chlorure	mg/l	25	200
Sulfates	mg/l	25	250
Calcium	mg/l	100	/
Magnésium	mg/l	30	50
Sodium	mg/l	20	100
Potassium	mg/l	10	12
Ammonium	mg/l	0,05	0,5
Nitrite	mg/l	0,01	0,1
Nitrate	mg/l	25	50
Fer	mg/l	50	200
Fluor	mg/l	400	5000
Chlore résiduel	mg/l	100	250
Argent	mg/l	/	10
Phosphore	mg/l	700	1500
Bicarbonate	mg/l	/	/
Dureté (TH)	D°F	35	/
	Mg/l Caco ₃	350	

Paramètres bactériologiques (OMS 1986)

Paramètres	Eau non traitée	Eau à la distribution
Germes totaux à 37°C	5mg/l	2
Germes totaux à 22°C	100	200
Coliformes	3	0/100
Escherichia coli	0/100	0/100
Streptocoques fécaux	0/100	0/100
Colistridiumsulfo réducteurs	2/20	0/5
Salmonelles	0	0/5
Vibrions chlérique	0	0

Annexe 2

TUBE PEHD EAU POTABLE PN1

désignation	Diamètre Ext en mm	Epaisseur en mm	Qualité produit	Pression service	Prix min HT le M/L	Prix min TTC le M/L
Tube PEHD	20	2.3	PE 80	16 Bars	33,40	39,07
Tube PEHD	25	3.0	PE 80	16 Bars	53,13	62,16
Tube PEHD	32	3.6	PE 80	16 Bars	83,49	97,68
Tube PEHD	40	4.5	PE 80	16 Bars	129,03	150,97
Tube PEHD	50	5.6	PE 80	16 Bars	199 ,87	233,85
Tube PEHD	63	7.1	PE 80	16 Bars	318,78	372,97
Tube PEHD	75	8.4	PE 100	16 Bars	447,81	523,94
Tube PEHD	90	8.2	PE 100	16 Bars	520,30	608,75
Tube PEHD	110	10.0	PE 100	16 Bars	771,98	903,22
Tube PEHD	125	11.4	PE 100	16 Bars	999,46	1169,37
Tube PEHD	160	14.6	PE 100	16 Bars	1633,50	1911,20
Tube PEHD	200	18.2	PE 100	16 Bars	2565,20	3001,28
Tube PEHD	250	22.7	PE 100	16 Bars	3968,80	4643,50
Tube PEHD	315	28.6	PE 100	16 Bars	6292,00	7361,64
Tube PEHD	400	36.3	PE 100	16 Bars	10164,00	11891,88
Tube PEHD	500	45.4	PE 100	16 Bars	15130,50	17702,69
Tube PEHD	630	57.2	PE 100	16 Bars	24024,00	28108,08