

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



Ministère de l'Enseignement Supérieur

et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté des Sciences Biologiques et des sciences Agronomiques

Département des Sciences Agronomiques



Mémoire

De fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER académique en sciences Agronomiques

Spécialité : TRAITEMENT ET VALORISATION DES

RESSOURCES HYDRIQUES



Présenté par :

M^{lle} MOUSSAOUI NASSIMA

M^r CHERDIOUI SAID

Devant le jury :

Président : M^r METAHRI MED SAID. Maitre de conférences (A) à l'UMTO

Examineur : M^r SI SMAIL ALI. Maitre de conférences (B) à l'UMTO

Promoteur : M^r KHATTAOUI Mohammed Professeur à l'UMTO

Co-promotrice : M^{elle} MOUSSAOUI Miassa. Ingénieure d'état

Promotion : 2016-2017



REMERCIEMENTS



*Au terme de ce modeste travail, nous remercions « **DIEU** » le plus puissant qui nous a donné la sagesse et la santé pour accomplir notre travail.*

*Nous tenons à adresser nos plus sincères et vifs remerciements à notre Promoteur **Mr. KHATTAOUI .MOHAMMED** pour les encouragements, son aide précieuse et sa compréhension.*

*Nous adressons nos vifs remerciements à **M^{lle} MOUSSAOUI.M** pour son aide précieux*

Nous remercions l'APC et la daïra de Makouda

Nous tenons à remercier aussi, mrs les membres de jury

Mr.METAHRI MED SAID

Mr.SI SMAIL ALI

d'avoir accepté de juger et d'examiner ce modeste travail.

*Nous remercions aussi **Mme BERROUANE.N** et **Mme BACHATENE.M** pour leur conseils et soutien tout au long de notre parcours*

Touts nos reconnaissances sont adressées à tous les enseignants et le personnel du département des sciences agronomiques qui ont contribué à notre formation.



Nous tenons à exprimer tout au fond de nos cœurs les reconnaissances à nos familles qui nous ont offert toujours un appui sûr par leurs soutiens et leurs encouragements. Nos vifs remerciements vont également à tous ceux qui ont contribués de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

NASSIMA & SAID



Dédicaces

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

*A la lumière de ma vie et les plus chères au monde, mon père et ma mère,
source d'amour. Que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction ;*

A mes grands parents

A la mémoire de mon cher oncle khalil Moh

*A mes très chères soeurs : Assia, Aldjia, Tinhinane, Siham, Liza et
Sabrine ;et mon cher frère Samy ;*

A mes chers tantes :Miassa et Djegdjiga

A mes petits anges :Gaya,Azouaou,Amine,Nassim et Meryem

A SOFIANE ma source de bonheur et joie

A mes beauxfrere : Sherif et Hamid

*A toute ma grande famille, oncles, tantes et cousins (es)paternels et
maternels ;*

A toute ma belle famille

A tous mes ami (es) ;

A toute la promotion TVRH 2016- 2017;

A tous ceux que j'aime et qui m'aiment.



NASSIMA

Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à mes cher parentes qui m'ont toujours
soutenues et poussent à aller plus loin et qui ont tout sacrifié pour qu'on
manque de rien*

À ma sœur Sabrina et à mes deux frères Mounir et Nassim

À tout ma famille oncles tentes cousins cousines

À mes amis Amine, Nacer, Lamine et Lilya

À tout la promo TVRH 2016/2017

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de la région d'étude	
I.1.Introduction.....	3
I.2. Situation géographique.....	3
I.3. Situation topographique et géologique.....	3
I.4. situation hydrographique.....	7
I.5. Le climat.....	7
I.5.1. Température	8
I.5.2.Pluviométrie	9
I.5.3. L'humidité.....	11
I.5.4. Le vent.....	12
I.6. pédologie.....	12
I.7. agriculture.....	13
I.7.1.Répartition générale des terrains.....	13
I.8. réseau routier.....	13
I.9. Energie électrique.....	14
I.10. Gaz naturel.....	14
I.11. Téléphone.....	14
I.12. Alimentation en eau potable.....	14
I.12.1. Réseau d'adduction.....	14
I.12.2. Réseau de distribution.....	15
I.13. Assainissement des eaux usées et drainage des eaux pluviales.....	16
 Chapitre II : estimation des besoins en eau	
II.1Introduction.....	17
II.2. Estimation de la population de la région d'étude (Larbaa).....	17
II.3. Estimation des besoins en eau potable.....	17
II.3.1. Détermination de la consommation moyenne journalière.....	18
II.4. Besoins en eau par catégorie.....	18
II.4.1. Besoins domestiques.....	18
II.4.2. Besoins scolaires.....	19
II.4.3. Besoins industriels	19
II.4.4. Besoins commerciaux.....	19
II.4.5. Besoins en eau d'élevages.....	20
II.4.6. Besoins en eau des volailles.....	20
II.4.7. Besoins en eau d'arrosages.....	21
II.4.8. Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération.....	21
II.5. Estimation des besoins moyens en tenant compte des pertes(Q_{moyj}).....	21
II.6. Etude des variations des débits.....	22

II.6.1. Variation des débits de consommation dans le temps.....	22
II.6.1.1. Débit maximal journalier.....	23
II.6.1.2. Débit minimal journalier.....	23
II.6.2. Débit horaire.....	24
II.7.Conclusion.....	26

Chapitre III : Ressources en eau et control de qualité

III.1. Introduction	27
III.2. Description des réservoirs et chaine d'adduction.....	27
III.3. Les réservoirs existants.....	28
III. 4. Estimation des réserves d'incendies.....	28
III.5. Caractéristiques des stations de reprise.....	28
III.6. Les conduites d'adductions existantes.....	29
III.7. Comparaison entre les besoins en eau et les ressources.....	29
III.8. Contrôle de qualité de l'eau.....	30
III.9. Normes de potabilité.....	30
III.10. Qualité de l'eau du barrage de Taksebt.....	30
III.11. Résultat des analyses.....	31
III.12.2. Paramètres physico-chimiques.....	36
III.12.3. Minéralisation globale.....	38
III.12.4. Paramètres de pollution.....	40
III.12.5 Paramètres indésirables.....	41
III.12.6 Paramètres bactériologiques.....	42
III.13.Conclusion.....	43

Chapitre IV : Adduction

IV.1Introduction.....	44
IV.2. Types d'adduction.....	44
IV.2.1. Adduction par refoulement	44
IV.2.2. Adduction gravitaire	44
IV.2.3. Adduction mixte	44
IV.3. Choix du tracé.....	45
IV.4. Choix du matériau des conduites.....	45
IV.4.1. Tuyaux en fonte (dite fonte ductile ou fonte grise).....	46
IV.4.2. Tuyaux en acier.....	47
IV.4.3. Tuyaux à base de ciment.....	48
IV.4.3.1. Amiante ciment.....	48
IV.4.4. Tuyaux thermoplastiques.....	48
IV .4.4.1. Tuyaux en PVC (chlorure de polyvinyle).....	48
IV .4.4.2. Tuyaux en polyéthylène (PE).....	48
IV .4.4.2.1. Systèmes de raccordement.....	50
IV.5. Equipements des conduites d'adduction.....	52
IV.5.1. Les vannes de sectionnement.....	52
IV.5.2. Les ventouses.....	52

IV.5 .3 Robinets de décharges.....	53
IV.5.4. Clapet.....	54
IV.6. Etude technico-économique.....	54
IV.6.1. Diamètre économique.....	54
IV.6.2. Evaluation des frais d'amortissement.....	55
IV.6.3. Evaluation des frais d'exploitations.....	55
IV.6.3.1. Calcul de la hauteur géométrique (Hg).....	56
IV.6.3.2. Calcul des pertes de charge.....	56
IV.6.3.3. Calcul de la hauteur manométrique totale(Hmt).....	59
IV.6.3.4. Calcul de la puissance absorbée(Pa).....	60
IV .6.3.5. Calcul de l'énergie consommée par la pompe(E).....	60
IV.6.4.Bilan des frais (Ft).....	60
IV.6.5 .Etude de l'adduction gravitaire.....	60
IV.6.5.1.Calcul de la charge disponible (jd).....	61
IV.6.5.2 Choix de gamme de diamètre.....	61
IV.6.5.3.Calcul des pertes de charge.....	61
IV.6.5.4 .Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée.....	62
IV.6.5.5.Calcul de la pression statique du flotteur.....	62
IV.6.5.6.La ligne piézométrique.....	62
IV.7. Etude de projet.....	63
IV.7.1. Variante proposé pour la nouvelle chaine d'adduction.....	63
IV.7.2. Répartition des débits.....	63
IV.7.3. Calcule des conduites d'adduction par gravité de la nouvelle chaine.....	65
IV.7.3.1. Détermination de diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le réservoir (R1) de cote 501 m NGA au réservoir de transit (R2) de cote 405 m NGA.....	65
IV.7.3.2. Détermination de diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le réservoir (R2) de cote 405 m NGA au réservoir de stockage(R3) de cote 361 m NGA.....	67
IV.7.4. Calcul des frais de réalisation de l'adduction.....	69
Conclusion	69

Chapitre V : Pose et protection des conduites

V.1Introduction.....	70
V.2. Les différents types de pose des conduites.....	70
V.2.1.Pose en terre.....	70
V.2.2.Pose en mauvais terrain.....	70
V.2.3. Pose en galerie.....	72
V.2.4. Pose des conduites à la traversée de la route.....	73
V.2.5. Pose de conduite à la traversée d'une rivière.....	74
V.2.6. Pose de canalisation proche d'une conduite d'assainissement.....	74
V.2.7. Butée et amarrage.....	75
V.3. Les différentes étapes de mise en place des canalisations.....	76
V.3.1. Réalisation de fouilles.....	76
V.3.1.1. La largeur de la tranchée.....	76

V.3.1.2. La profondeur de la tranchée.....	76
V.3.1.3. Le lit de pose.....	77
V.3.1.4. L'assise.....	78
V.3.2. Préparation de canalisation.....	78
V.3.3. Epreuve des joints et de la canalisation principale.....	78
V.3.4. Essai général du réseau.....	78
V.3.4.1. Remblaiement de la tranchée.....	79
V.3.4.2. Désinfection du réseau.....	80
V.4. Protection des conduites contre la corrosion.....	80
V.4.1. Définition.....	80
V.4.2. Facteurs et causes de la corrosion.....	80
V.4.3. Les type de corrosion.....	81
V.4.3.1. La corrosion chimique.....	81
V.4.3.2. La corrosion électrochimique.....	81
V.4.4. Moyens de lutte contre la corrosion.....	82
V.4.4.1. Protection externe.....	82
V.4.4.1.A. Traitement du milieu.....	82
V.4.4.1.B. Revêtements.....	82
V.4.4.2. Protection interne.....	84
Conclusion.....	84

Chapitre VI : Projection et dimensionnement des réservoirs

VI.1Introduction	85
VI.2. Rôle du réservoir.....	85
VI.3.Fonction des réservoirs.....	85
VI.3.1. Fonctions techniques d'un réservoir.....	85
VI.3.2. Fonctions économiques d'un réservoir.....	86
VI.4. Prescriptions sanitaires.....	86
VI.5 .Emplacement des réservoirs.....	86
VI.6. Classification des réservoirs.....	89
VI.6.1. Les matériaux de construction.....	89
VI.6.2. La situation des lieux.....	89
VI.6.3. L'usage.....	90
VI.6.4 Détermination de la forme et proportion des réservoirs.....	90
VI.7. Equipements des réservoirs.....	91
VI.7.1.Conduite d'adduction.....	91
VI.7.2.Conduite de distribution.....	91
VI.7.3.Conduite de vidange.....	92
VI.7.4 .Trop-plein.....	92
VI.7.5.By-pass entre adduction et distribution.....	92
VI.7.6. Matérialisation de réserve d'incendie.....	94
VI.8. Exigences techniques.....	94
VI.9. Entretien des réservoirs.....	94
VI.10. Hygiène et sécurité.....	94
VI.11. Calcul de la capacité des réservoirs.....	95
VI.11.1. Méthodes de calcul du volume des réservoirs.....	95

VI.11.2. Dimensionnement des réservoirs.....	97
VI.12. Calcul de la capacité des réservoirs projetés.....	98
VI.13. Caractéristiques des réservoirs projetés.....	98
VI.14 Conclusion.....	98

Chapitre VII : La distribution

VII.1 Introduction.....	100
VII.2. L'alimentation en eau potable (AEP)	100
VII.3. Fonctions d'alimentation en eau potable.....	100
VII.4. La distribution et les réseaux AEP.....	101
VII.4.1. Structure du réseau AEP.....	101
VII.4.1.1. Les conduites.....	101
VII.4.1.1.1. Les pompes.....	103
VII.4.1.1.2. Les vannes.....	103
VII.4.1.2. Les nœud.....	104
VII.4.1.2.1. Les nœuds à débit fixe.....	104
VII.4.1.2.2. Les nœuds à charge fixe.....	104
VII.4.1.3. Les réservoirs.....	104
VII.4.1.4. Topologie du réseau AEP.....	105
VII. 4.1.4.1. Les réseaux ramifiés.....	105
VII.4.1.4.2. Les réseaux maillés.....	105
VII.4.1.4.3. Réseau étagé.....	106
VII.4.1.4.4. Réseaux à alimentations distinctes.....	106
VII.5. Choix de trace.....	106
VII.6. Organes Accessoires – Robinetteries.....	106
VII.6.1. Robinets Vanne à opercule.....	106
VII.6.2. Vannes papillon.....	106
VII.6.3. Vanne stop.....	106
VII.6.4. Manœuvre des robinets.....	106
VII.6.5. Colliers de prise en charge.....	107
VII.6.6. Robinets de branchement.....	107
VII.6.7. Clapets de retenue.....	107
VII.6.8. Dis connecteurs hydrauliques.....	107
VII.6.9. Crépines.....	107
VII.6.10. Purgeurs – ventouses.....	107
VII.6.11. Obturateurs automatiques.....	107
VII.6.12. Réducteurs de pression et de débit.....	108
VII.6.13. Stabilisateurs de débit - de pression.....	108
VII.6.14. Robinet à flotteur.....	108
VII.6.15. Vanne de régulation (avale).....	108
VII.6.16. Vanne de régulation (amont).....	108
VII.6.17. Vanne de régulation de débit.....	109
VII.6.18. Organes de sécurité.....	109
VII.6.19. Bouche d'incendie.....	109

VII.7 Choix du matériau de la conduite.....	109
VII.8. La modélisation hydraulique du réseau AEP.....	109
VII.8.1. Modèle pour le dimensionnement du réseau.....	110
VII.8.2.Modèle pour l'analyse du fonctionnement hydraulique et diagnostic.....	110
VII.9. Etude de la fiabilité hydraulique des réseaux.....	110
VII.10. Détermination des débits du réseau.....	110
VII.11. Calcul hydraulique.....	112
VII.11.1. Principe de la méthode	112
VII.11.2. Calcul des pressions et des vitesses.....	113
VII.12. Présentation du logiciel de calcul.....	113
VII.12.1. Description de logiciel EPANET.....	113
VII.12.2. Capacités pour la Modélisation Hydraulique.....	114
VII.12.3. Les Étapes de l'Utilisation d'EPANET.....	114
VII.13. Les résultats de calcul hydraulique.....	115
VII.14Interprétation des résultats.....	120

Chapitre VIII : Protection des conduites contre le coup de bélier

VIII.1 Introduction.....	121
VIII.2. Définition du coup de bélier.....	121
VIII.3. Causes du coup de bélier.....	122
VIII.4. Risques dus aux coups de bélier.....	122
VIII.5 .Analyse physique du phénomène.....	123
VIII.6. Célérité des ondes.....	132
VIII.7.Calcul de la valeur du coup de bélier.....	132
VIII.8. Moyens de protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	134
VIII.8.1. Protection de la conduite reliant le (R ₁) d'Akhendouk au (R ₂) Ait Allahoum.....	134
VIII.8.2. Protection de la conduite reliant le (R ₂) d'Ait Allahoum au (R ₃) De Larbaa.....	134
VIII.9.Conclusion.....	137
Conclusion général.....	138

Tableau (I.1) : La température moyenne annuelle en (mm).....	8
Tableau (I.2) : La pluviométrie moyenne annuelle en °C.....	9
Tableau (I.3) : Moyenne mensuelle des températures et des précipitations de la station de Boukhalifa.	10
Tableau (I.4) : Humidité moyenne annuelle en %.....	11
Tableau (I.5) : la vitesse de vent mensuelle en m/s.....	12
Tableau (I.6) : Répartition générale des terrains agricoles.....	13
Tableau (II.1) : Situation démographique de village Larbaa.....	17
Tableau (II.2) : Estimation des besoins domestique.....	18
Tableau (II.3) : Estimation des besoins scolaires.....	19
Tableau (II.4) : Estimation des besoins industriels.....	19
Tableau (II.5) : Estimation des besoins commerciaux.....	19
Tableau (II.6) : Estimation des besoins en eau d'élevage.....	20
Tableau (II.7) : Estimations des besoins en eau de la volaille (poulet de chair).....	20
Tableau (II.8) : Estimations des besoins en eau d'arrosage.....	21
Tableau (II.9) : Récapitulation de la consommation moyenne journalier total en (m^3/j) et en (l/s).....	21
Tableau (II.10) : Estimations des besoins en tenant compte des pertes (20%).....	22
Tableau (II.11) : Débits maximaux journaliers en (m^3/j) et en (l/s).....	23
Tableau (II.12) : Débit minimaux journaliers en (m^3/j) et en (l/s).....	23
Tableau (II.13) : Valeurs du coefficient β en fonction du nombre d'habitants.....	24
Tableau (II.14) : Les valeurs des débits horaires minimal et maximal.....	25
Tableau (III.1) : Réservoirs existants.....	28
Tableau (III.2) : situation des stations de pompage à la fin de l'année 1998.....	28
Tableau (III.3) : situation de conduites existantes.....	29
Tableau (III.4) : Comparaison entre les besoins en eau et la production	29
Tableau (III.5): paramètres physico-chimique	31
Tableau (III.6) : Paramètres de pollution.....	33
Tableau (III.7) : Minéralisation globale.....	34
Tableau (III.8) : Eléments indésirables	34
Tableau (III.9) : Paramètres bactériologiques.	35
Tableau (III.10) : Appréciation de la minéralisation à partir de la conductivité.....	37
Tableau (IV.1) : Répartition des débits.....	63
Tableau (IV.2) : calcule des pertes de charge.....	66
Tableau (IV.3) : Calcul des frais d'amortissement.....	66
Tableau (IV.4) : calcule des pertes de charge.....	68
Tableau (IV.5) : Calcul des frais d'amortissement.....	68
Tableau (IV.6) : Récapitulatif des frais de l'adduction.....	69
Tableau (VI.1) : Calcul de la capacité de réservoir de stockage de Larbaa.....	98
Tableau (VI.2) : Caractéristiques des réservoirs projetés.....	98
Tableau (VI.3) : Récapitulatif des capacités et des frais des réservoirs.....	98
Tableau (VII.1) : Caractéristiques des conduites selon le matériau le constituant.....	103
Tableau (VII.2) : Calcul de débit par tronçon de la zone Larbaa.....	116
Tableau (VII.3) : Calcul des débits aux Nœuds de la zone Labaa.....	117

Liste des tableaux

Tableau (VII.4) : Résultat du calcul pour la zone Larbaa.....	118
Tableau (VII.5) : Calcul de pression aux nœuds de la zone Larbaa.....	118

Fig (I.1) : Situation géographique de la commune de Makouda.....	5
Fig (I. 2) : Situation géographique de village Larbaa.....	6
Fig (I.3) : Diagramme Ombrothermique.....	10
Fig (III.1) : schéma synoptique de la chaine d'adduction existante.....	32
Fig (IV.1) : Corrosion des conduites.....	47
Fig (IV.2) : Le processus d'obtention du polyéthylène.....	49
Fig (IV.3) : Bout à bout « Bouteuse ».....	50
Fig (IV.4) : Accessoires de raccordement d'électro soudage.....	51
Fig (IV.5) : Raccordements mécaniques.....	51
Fig (IV.6) : Ventouses manuelles.....	53
Fig (IV.7) : Ventouses automatiques.....	53
Fig (IV.8) : Clapet anti retour.....	54
Fig (IV.9) : Schéma de la chaine d'adduction de village Larbaa.....	64
Fig (V.1) : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.....	71
Fig (V.2) : Pose de conduites dans un terrain agressif.....	71
Fig (V.3) : Pose de canalisation en galerie.....	72
Fig (V.4) : Traversé d'une route au moyen d'une gaine.....	73
Fig (V.5) : Traversé d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.....	73
Fig (V.6) : pose des conduites à la traversée d'une rivière.....	74
Fig (V.7) : Pose de canalisation proche d'une conduite d'assainissement.....	74
Fig (V.8) : Les butées.....	75
Fig (V.9) : Largeur de la tranchée.....	76
Fig (V.10) : Profondeur de la tranchée.....	77
Fig (V.11) : Lit de pose.....	77
Fig (V.12) : Appui des conduites.....	78
Fig (V.13) : Remblayage de la tranchée.....	79
Fig (V.14) : Conduite corrodée (corrosion interne).....	81
Fig (V.15) : Méthode de protection par anode réactive.....	83
Fig (V.16) : Méthode de protection par soutirage de courant.....	83
Fig (VI.1) : Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération.....	87
Fig (VI.2) : Schéma d'un réservoir au sol.....	88
Fig (VI.3) : Emplacement du réservoir en altitude.....	89
Fig (VI.4) : Conduite d'adduction.....	91
Fig (VI.5) : Conduite de distribution.....	91
Fig (VI.6) : Conduites de la distribution et de vidange.....	92
Fig (VI.7) : Equipements hydrauliques d'un réservoir.....	93
Fig (VI.8) : Réservoir de Larbaa existant.....	99
Fig (VII.1) : Représentation d'un réseau d'alimentation en eau potable.....	105

Fig (VII.2) : L'environnement de travail de base d'EPANET.....	115
Fig (VII.3) : Réseau de la distribution de la zone 1.....	119
Fig (VIII.1) : Joint de dilatation détruit par un coup de bélier.....	122
Fig (VIII.2) : conduite écoulant un débit « Q » à une pression théorique « H ».....	124
Fig (VIII.3) : Conduite dilatée.....	126
Fig (VIII.4) : Conduite non dilatée.....	127
Fig (VIII.5) : Conduite comprimée.....	128
Fig (VIII.6) : Conduite non dilatée (état initial).....	129
Fig (VIII.7) : La circulation d'onde, la variation de la pression et évolution de la conduite après une fermeture instantanée de vanne.....	129

.

Liste des abréviations

ACL : Agglomération Chef Lieu.
AEP : Alimentation en Eau Potable.
ADE : Algérienne des Eaux.
APC : Assemblée Populaire Communale.
AS : Agglomération Secondaire.
CR : Côte Radier.
CTP : Côte Trop Plein.
CW : Chemin de la Wilaya.
D : Diamètre.
Dext : Diamètre extérieur.
Dint : Diamètre intérieur.
DA : Dinar Algérien.
DHW : Direction d'Hydraulique de la Wilaya.
DN : Diamètre Nominal.
DPAT : Direction de la Planification et de l'Aménagement de Territoire.
F : Forage.
Frais d'amorts: Frais d'amortissements.
Frais d'exp: Frais d'exploitation.
H : Hauteur.
ha : hectare.
Hab: habitant
Max. : Maximum.
Min. : Minimum.
MO : Matière Organique
Moy. : Moyenne.
Nd : Niveau dynamique.
NGA : Niveau Géographique Algérien.
OMS : Organisation Mondiale de la Santé.
ONM : Office Nationale Météorologique.
PDAU : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.
PE : Polyéthylène.
PEBD : Polyéthylène à Basse Densité.
pH : Potentiel hydrogène
PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.
PN : pression nominale
PRV : Composite en Stratifié Verre-Résine.
PVC : Polyvinyle de Chlorure.
R : Réservoir.
R.G.P.H: Recensement Géographique de la Population et de l'Habitat.
RS : Réservoir de Stockag .
RST : Réservoir de Stockage et de Transit.
Q : débit.
RN : Route Nationale.
S : Section.
SAU : Surface Agricole Utile.
SAT: Surface Agricole Totale.
SR : Station de Reprise.
SP : Station de Pompage.
TA : Titre alcalimétrique.

Liste des abréviations

TAC : Titre alcalimétrique complet.

TH : Titre hydrotimétrique.

DBK : Draa Ben Khedda.

Liste des annexes

Annexe 1 : Paramètres physicochimiques (OMS 1986).

Annexe 2 : Paramètres bactériologiques (OMS 1986).

Annexe 3 : Abaque de pertes de charge

Annexe 4 : Gamme de prix.

INTRODUCTION GENERALE

Le réseau d'eau potable constitue un élément important dans la vie des êtres vivants. La fonction de base d'un réseau d'alimentation d'eau potable est de satisfaire les besoins des usagers en eau. Cette eau doit être de bonne qualité, en respectant les normes de potabilité, servie avec une pression et en quantité suffisantes.

La croissance démographique et l'élévation du niveau de vie ont engendré une augmentation de la demande en eau potable sans cesse. A cet effet, plusieurs régions de l'Algérie souffrent d'une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable, à l'instar du village de LARBAA

Le village LARBAA de la commune de Makouda, enregistre un déficit en eau potable très important. A cet effet, l'objectif de la présente étude consiste à renforcer le réseau d'adduction devant alimenter le village Larbaa de la commune de Makouda, située à une vingtaine de kilomètres du chef lieu de la wilaya de Tizi Ouzou, à long terme **2047** (soit 30 ans).

Ce village représente une population de **1081** habitant en **2017** qui sont déjà alimentés à partir d'une chaîne d'adduction raccordée au barrage de Taksebt avec un débit estimé à **2.34 l/s**, considéré comme insuffisant.

L'évaluation des différents besoin en eau de consommation de la région d'étude indique qu'à long terme un débit moyen d'eau estimé à **8.068 l/s** sera nécessaire afin de répondre aux besoins de l'agglomération (**2781** habitants) ; ce qui fait apparaitre un déficit en eau estimé à **5.728 l/s**.

Ce projet vise à porter la dotation moyenne à **150 l/hab/j** en alimentant ce village à partir de cette chaîne d'adduction.

Pour cela nous établissons notre travail comme suit :

Dans le premier chapitre, on a représenté la région d'étude du point de vue géographique, topographique et démographique.

Le deuxième chapitre, on l'a consacré à l'estimation des différents besoins en eau.

Dans le troisième chapitre, on a représenté les caractéristiques de réseau d'adduction existant.

Dans le quatrième chapitre, on explicité le déficit à long terme nécessaire au dimensionnement des conduites d'adduction en considérant les besoins maximums.

Pour assurer le bon fonctionnement du réseau d'adduction, quelques conseils et recommandations sont représentés dans le cinquième chapitre pour la pose et la protection contre la corrosion.

Dans le sixième chapitre « Réservoir », les anciens réservoirs sont renforcés, pour combler le déficit par un nouveau qui est dimensionné selon les besoins ainsi que son rôle.

Dans le septième chapitre, nous avons dimensionné le réseau de distribution afin de satisfaire les besoins à long terme du village du point vue débit et pression.

Au dernier chapitre, une vérification de la résistance des conduites aux coups de bélier est établie pour les deux conduites de notre chaîne d'adduction.

Le mémoire est couronné par une conclusion générale dans laquelle les principaux résultats sont rappelés.

I.1 Introduction

Afin de mener à bien le projet d'alimentation en eau potable du village LARBAA de la commune de Makouda, on est amené à faire une présentation détaillée de la région d'étude du point de vue géographique, géologique, démographique et hydrologique...etc.

I.2. La situation géographique

Notre région d'étude située dans la commune de Makouda, distante de 19 Km au nord du chef lieu de la wilaya de TiziOuzou et à 21 Km au sud de Tizgirt. Elle a une superficie de 57,4250 Km².

La commune de Makouda, est administrativement rattachée à la wilaya de TiziOuzou. Elle est délimitée :

- ❖ Au Nord par la commune de Mizrana ;
- ❖ A l'Est par la commune de Boudjima ;
- ❖ Au Sud-est par la commune ; Ait Aissa-Mimoune
- ❖ Au Nord-ouest par la commune d'Afir (wilaya de Boumerdés).
- ❖ Au Sud et au Sud-ouest par la commune de Sidi Naàman.

La commune est traversée par, la RN n°71, qui présente sa limite nord, la RN n°72, au centre, et le CW n°3. Et un faisceau de routes reliant les différentes agglomérations de la commune entre elles.

I.3. La situation topographique et géologique

La commune de Makouda est incluse dans la chaîne côtière. Elle présente un relief très contrasté, entre les régions montagneuses et périplanes.

Les montagnes : des escarpements rocheux très accidentés, difficilement accessibles. Ils occupent la partie centrale, le Nord-est de la commune, culminant à des altitudes de 866 m.

Les collines : elles occupent une bonne partie de la surface et s'étendent du centre vers le Nord, et sont accessibles.

Les plaines : qui sont le prolongement de la plaine de Sébaou, situées sur les rives nord de l'Oued Stita.

La commune de Makouda est incluse dans le domaine interne du tell septentrional (formations nord Kabyle).

A l'échelle régionale, on distingue trois ensembles structuraux régionaux :

- Les zones internes ou « Domaine kabyle ».
- La zone des flyschs .
- Les zones externes ou « Telliennes ».

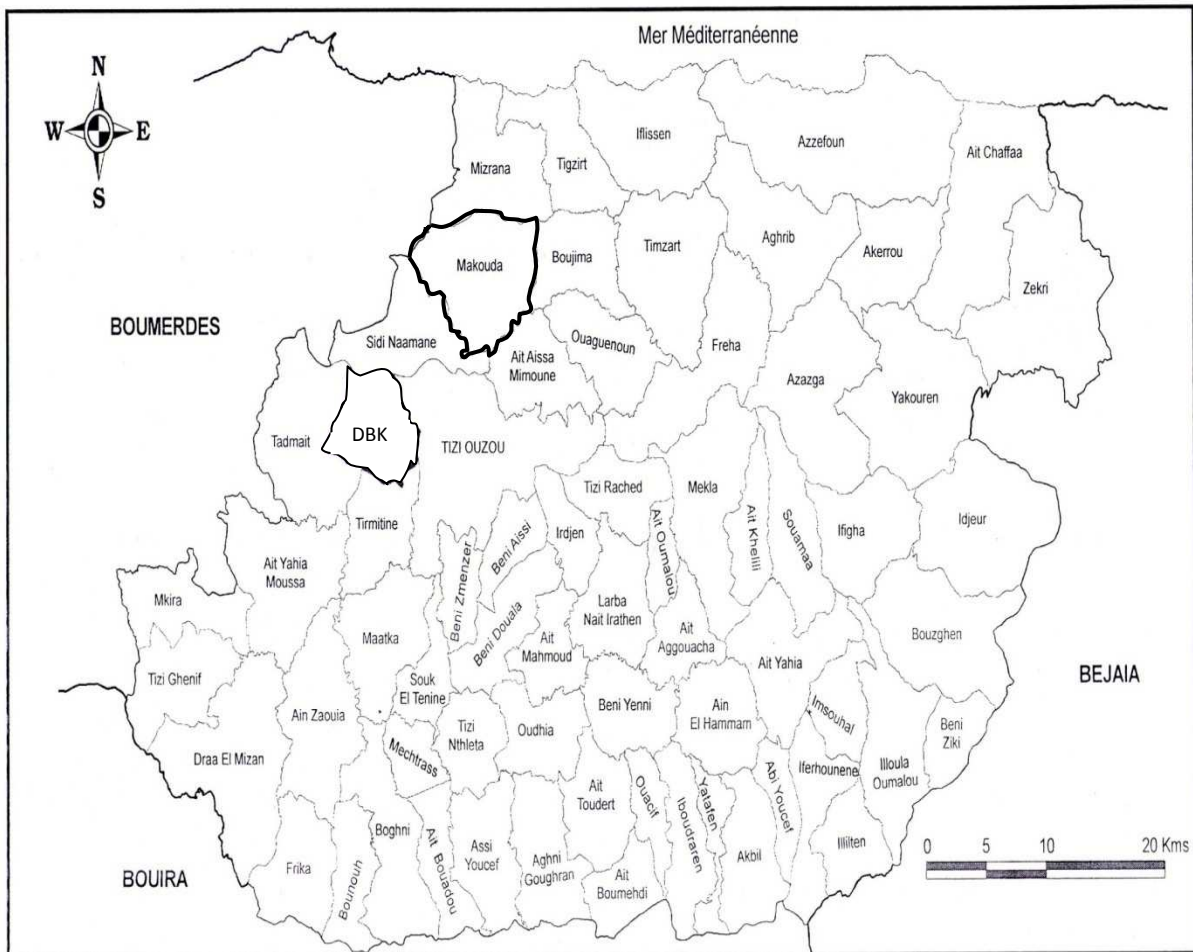
Les principales formations géologiques de la région sont :

- **Unité d'Afir-Azeffoun** : flysch grésomicacé du Turonien à Sénonien, qui passe des grés à faciès numidien.
- **Unité de dellys** : mare et marne à intercalation calcaires, du coniacien à Maestrichtien.
- **Les formations numidiennes** : argile sous-numidien de l'oligocène, et des Grés numidiens de l'Aquitaniens.
- **Les formations poste-nappe** : marne d'âge Langhien-Serravalien.
- **Quaternaire** ; correspond aux remplissages alluvionnaires ; ancien, récent et actuel des oueds ; et les éboulis.

NAFTAL SPA, District. de Tizi-Ouzou

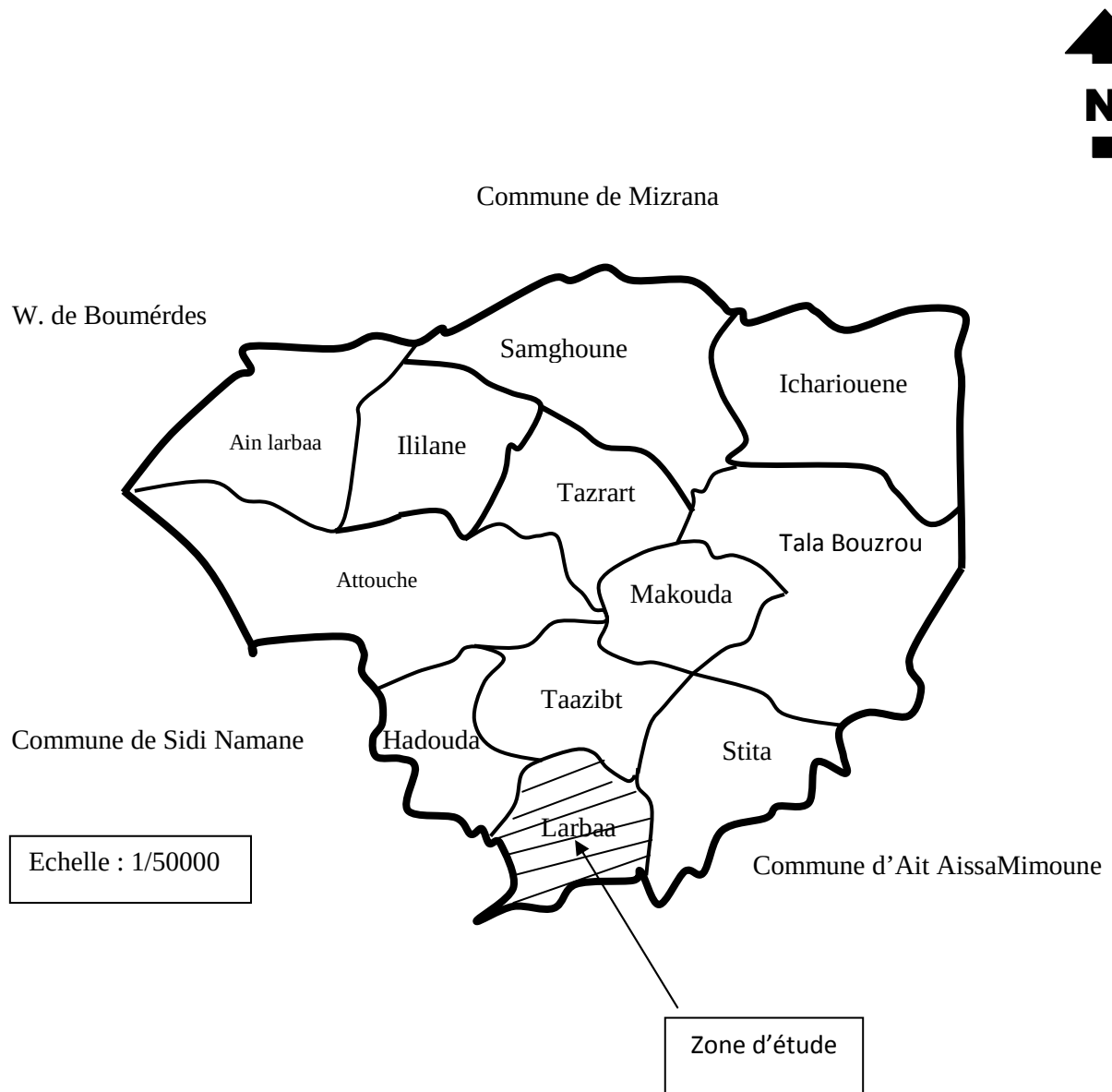
Fig : (1.1) **SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE DE MAKOUDA**

Source INCT



ACEti Etudes Techniques en Environnement

Siège social : Cité Radierah R34 Fer 01 N° 03 Alner Tél : 070 32 20 77 / 072 41 33 01 Tél/Fax : 021 58 62 53



Fig(I. 2) : Situation géographique de village Larbaa

I.4. Situation hydrographique

La commune est façonnée par un dense réseau hydrique, surtout dans sa partie sud. Des ravins prennent naissance aux hauteurs des flans des montagnes, drainant ainsi les eaux dans la plaine et dans les oueds. Ces cours d'eau sont à régime irrégulier, et se dessèche presque totalement en été.

- L'Oued Stita ; coule de Nord-est au Sud-ouest et forme la limite de la commune avec celle d'Ait Aissa Mimoun.
- L'Oued Taàzibt et Oued Aguer gour (à la limite sud-ouest de la commune) ; qui sont tous les deux des affluents du Oued Sébaou.
- Les sources et les puits servent plus à la consommation humaine l'abreuvement de cheptel.
- Les eaux des retenues collinaires et des oueds sont utilisées pour l'irrigation les plantations.

I.5. Le climat

Le climat de Makouda est typiquement méditerranéen, chaud et sec en été et doux, humide et pluvieux en hiver.

Les données climatologiques sont très importantes pour un projet d'AEP, elles nous aident à se renseigner sur la pluviométrie, la température, le taux d'humidité de l'air et le vent.

Dans notre cas ces données sont prélevées à la station de Boukhalfa qui est caractérisée comme suit :

- Indicatif de la station 60395
- Latitude 36° 46' N
- Longitude 04°08'E
- Altitude 153.40 mètre

I.5.1. La température

La température moyenne annuelle en °C de la commune de Makouda (d'après la station météorologique de Boukhalifa) est illustrée sur le tableau suivant :

Tableau(I.1) : La température moyenne annuelle en °C

Mois	jan.	fév.	mars	avr .	mai	juin	juil.	aout	sept.	oct.	nov.	déc.	T° moy.
Année													
2006	9.2	10.0	14.2	18.3	21.9	24.8	28.8	26.7	23.9	22.3	17.3	12.1	19.3
2007	11.4	13.0	12.3	15.7	19.5	23.3	27.5	28.1	23.7	19.4	13.6	10.6	18.2
2008	11.0	12.6	13.0	16.3	18.8	23.5	27.9	27.8	24.4	19.8	13.5	13.1	18.5
2009	10.8	10.4	12.7	14.0	20.8	25.2	29.6	28.0	23.2	19.3	15.3	15.8	18.8
2010	11.4	12.8	13.7	16.4	17.6	22.6	27.7	27.2	23.6	19.2	14.3	11.2	18.1
2011	10.6	10.3	13.4	17.6	19.7	23.2	27.5	28.5	24.8	19.6	15.7	11.7	18.6
2012	9.9	6.5	13.3	15.3	19.9	26.4	27.8	30.3	24.4	20.8	16.3	11.9	18.6
2013	10.2	9.4	14.3	15.8	17.5	22.0	26.7	26.9	24.1	23.1	13.6	11.6	18.0
2014	12.3	12.8	12.3	17.5	19.2	23.7	27.0	28.0	26.2	21.6	17.3	10.9	19.1
2015	9.9	9.8	13.1	17.3	21.4	24.7	29.7	28.8	24.4	20.2	14.9	12.2	18.9
2016	12.8	12.6	12.5	16.1	19.0	24.3	27.9	27.1	24.3	22.5	15.7	12.6	19.0
T° moy.	10.9	10.9	13.2	16.4	19.6	24.0	28.0	27.9	24.2	20.7	15.2	12.1	18.6

(Source : Station météorologique de Boukhalifa)

Selon le tableau la commune de Makouda est caractérisée par des températures variables selon les saisons dont elle présente :

- ✓ les mois les plus froids sont : Janvier, Février.
- ✓ Les mois les plus chauds sont : Juillet, Aout.

La température moyenne annuelle est de 18.6 °C sur 11 ans (2006 à 2016).

I.5.1.La pluviométrie

Tableau(I.2) : La pluviométrie moyenne annuelle en (mm)

Mois	jan.	fév.	mars	avril.	mai.	juin	juil.	aout	sep.	oct.	nov.	déc.	Moy.
Année													
2006	142.5	169.4	35.0	20.2	78.1	5.6	2.4	2.7	36.5	18.6	7.3	170.5	57.4
2007	8.4	63.4	284.6	201.5	23.8	14.9	11.3	1.8	56.9	210.4	257.8	89.2	102.0
2008	8.7	11.8	88.1	32.3	96.8	14.0	7.2	0.0	34.6	66.1	190.3	115.4	55.4
2009	221.0	42.4	92.0	132.6	69.1	0.0	2.6	7.3	169.8	40.4	116.5	140.3	86.2
2010	82.4	61.1	97.4	93.6	59.3	27.6	1.8	25.9	25.4	113.4	143.5	76.1	67.3
2011	90.9	146.9	89.9	106.5	153.1	41.1	1.7	0.2	7.5	34.1	156.6	120.6	79.1
2012	69.5	269.5	97.8	146.8	40.2	1.1	0.0	6.4	10.9	96.3	68.7	39.8	70.6
2013	211.8	185.7	93.5	64.5	151.6	0.0	0.3	11.3	37.6	39.0	164.9	103.7	88.7
2014	110.1	110.2	172.4	5.3	10.0	48.4	0.2	3.6	11.8	26.5	61.6	272.4	69.4
2015	200.9	181.5	70.2	0.0	10.4	15.3	4.1	2.6	41.1	81.7	102.7	0.0	59.2
2016	59.9	96.2	185.3	61.8	68.4	5.9	0.0	0.0	4.2	16.6	68.4	150.1	59.7
Moy.	109.6	121.6	118.7	78.6	69.2	15.8	2.9	5.6	39.7	67.6	121.7	116.2	72.2

(Source : Station métrologique de Boukhalfa)

D'après ce tableau la région de Makouda présente :

- ✓ Des mois pluvieux : Janvier, Février, Mars, Novembre, Décembre dont la quantité moyenne de pluie atteint un maximum de **121.7mm** en mois de Novembre.
- ✓ Le mois à faible pluviométrie c'est le mois de Juillet.

Les pluies diluviennes sont rares mais causent de considérables dégâts aux cultures.

I.5.2. Diagramme Ombrothermique

Le diagramme Ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN (1953) nous permet de mettre en évidence des périodes sèches au cours d'une année hydrologique. ($P=2T$)

Tableau(I.3) : Moyenne mensuelle des températures et des précipitations de la station de Boukhalfa.

Mois	jan.	fév.	mars	avril	mai.	juin	juil.	août	sept.	oct.	nov.	déc.
P (mm)	109.6	121.6	118.7	78.6	69.2	15.8	2.9	5.6	39.7	67.6	121.7	116.2
T°C moy	10.9	10.9	13.2	16.4	19.6	24	28	27.9	24.2	20.7	15.2	12.1

(Source : Station météorologique de Boukhalfa)

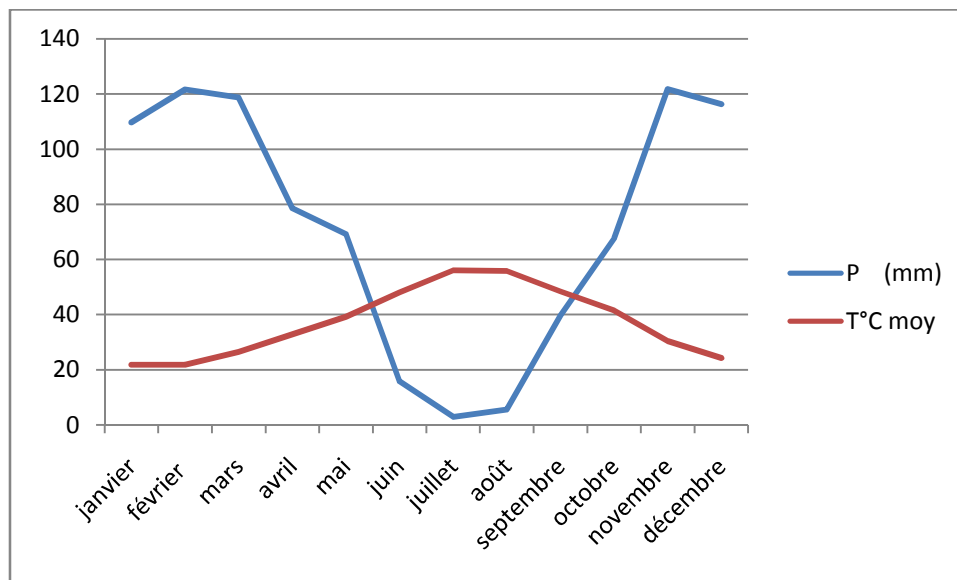


Fig. (I.3) : Diagramme Ombrothermique

D'après le diagramme et les données du tableau ci-dessus, il ressort une période sèche qui s'étale sur 5 mois ; du mois de juin jusqu'au mois d'octobre, et une période humide qui s'étale sur 7 mois.

I.5.3. L'humidité

L'humidité de la commune de Makouda est donnée dans le tableau suivant :

Tableau(I.4) : Humidité moyenne annuelle en %

Mois	jan.	fév.	mars	avr.	mai	juin	juil.	aout	sept.	oct.	nov.	déc.	H% Moy.
Année													
2006	81	81	74	69	72	57	52	61	63	66	70	83	69
2007	80	79	98	84	72	69	56	59	67	77	81	86	76
2008	83	79	78	70	78	68	60	59	65	77	78	86	73
2009	83	75	76	79	68	57	55	63	73	77	78	79	72
2010	80	77	78	80	73	68	59	62	70	74	79	76	73
2011	84	83	78	76	77	75	68	68	69	75	81	85	77
2012	84	88	81	76	71	61	60	49	65	69	79	83	72
2013	80	80	73	77	78	65	64	60	73	69	83	83	74
2014	78	76	81	67	68	64	57	58	62	68	69	84	69
2015	82	80	75	71	62	60	51	59	65	72	80	75	69
2016	76	73	76	75	71	59	55	59	62	65	72	85	69
Moy.	81.0	79.2	78.9	74.9	71.8	63.9	57.9	59.7	66.7	71.7	77.3	82.3	72

(Source : Station métrologique de Boukhalifa)

- ✓ La plus forte humidité est enregistrée en mois de Janvier (81.0%) et en mois de Décembre (82.3%).
- ✓ La plus faible est constatée au mois d'Aout (57.9%) et au mois de Juillet (59.7%).

I.5.4. Le vent

La variation de la vitesse du vent dans la région de Makouda est représentée sur le tableau suivant :

Tableau(I.5) : la vitesse du vent mensuelle en m/s

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Moy.
Année													
2002	1.0	0.5	0.5	1.0	0.9	0.9	0.8	1.0	0.7	0.9	2.0	2.0	0.9
2003	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
2004	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
2005	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
2006	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
2007	1.0	2.3	2.2	1.6	1.6	2.3	2.2	2.0	1.4	1.2	1.0	1.3	1.6
2008	0.6	0.6	2.3	1.5	1.4	1.1	2.3	2.3	1.6	1.0	1.2	0.8	1.4
2009	1.5	1.3	1.4	1.1	1.2	1.8	1.8	1.7	1.1	0.7	0.5	1.2	1.2
2010	2.1	1.5	1.1	0.8	1.0	1.3	1.8	1.3	1.4	1.0	0.9	1.2	1.2
Moy.	1.0	1.2	1.5	1.6	1.5	2.0	2.1	1.9	1.4	1.2	1.1	1.3	1.5

(Source : Station météorologique de Boukhalfa)

Les vents dominants dans la région sont de direction nord-ouest et nord-est.

La vitesse du vent est généralement de **1.0 à 2.1** m/s

La vitesse du vent est basé sur 9 ans (2002 à 2010) est de **1.5** m/s

I.6.Pédologie

La formation des sols est étroitement liée à la nature originale de la roche mère et aux données climatiques.

A Makouda trois types de sols sont à distinguer :

- Argileux, au niveau des plaines et des collines.
- Limoneux, terrains à proximité des oueds.
- Sablonneux, qui sont les terres de montagnes.

I.7. Agriculture

- La S.A.T représente 94.16% de la surface totale de la commune.
- Les plaines présentent 10% de cette dernière.
- Le reste des terres est en collines (avec 40%) ou en montagnes (avec 50%) ce qui donne un caractère de montagne à l'agriculture.
- La SAU ne représente que 34.04% de la STA.

I.7.1. Répartition générale des terrains

Tableau(I.6) : Répartition générale des terrains agricoles (source : APC de Makouda)

Désignation		Superficie (ha)
Superficie totale		5784
Superficie agricole utile		2597.47
Superficie irrigable		120.00
Superficie irriguée		44.00
	En gravitaire	10.00
	Aspersion	33.00
	Pivot	-
	Goutte à goutte	01.00

I.8. Réseau routier

La commune de Makouda est traversée par la RN 72 au Sud vers le Nord en passant par le chef-lieu, reliant la RN 12 dans la commune de TiziOuzou et la RN 24 à Tigzirt.

La RN 71 qui délimite le territoire de la commune au Nord, fait jonction avec la RN 72 et relie la commune d'Afir et Dellys du côté Ouest à Boudjima, Timizart du côté Est.

Le chemin de wilaya N°03 prenant naissance du CW 224 dans la commune de Sidi Naàmane au Sud traverse la commune jusqu'à la limite Nord desservant plusieurs Agglomérations secondaires telles que : Haddouda, Issaikhene, Attouche, Maachera, Tazart et Illilane ; il dessert aussi la commune de Mizrana et aboutit à la RN 24 au littoral.

Le chemin de Wilaya CW 224 à la limite Sud de la commune relie la RN 72 et la RN 12 faisant jonction avec le CW 03. Plusieurs chemins communaux revêtus en béton bitumineux relient les différentes localités de la commune entre elle. Vu la vocation agricole de la commune, plusieurs pistes carrossables ont été réalisées.

- **Transport :**

En matière de transport, la commune bénéficie d'une bonne couverture grâce aux promoteurs privés.

La commune dispose d'une gare routière qui est en phase de réalisation.

I.8. Energie électrique

La commune de Makouda est reliée au réseau électrique, il couvre presque la totalité du périmètre.

Des lignes de moyennes tensions alimentant des postes de transformations traversent le périmètre de la commune, certaines d'entre elles passent au dessus ou à proximité immédiates des constructions sans que la marge de protection ne soit respectée.

Une nouvelle ligne (MT) à partir de Boukhalfa est en étude actuellement celle-ci sera d'un apport considérable pour renforcer le réseau de moyenne tension.

Des dispositions ont été prises par la Sonelgaz (Tigzirt) pour pallier graduellement aux chutes de tension du réseau de distribution.

I.10. Gaz naturel

Le village de Larbaa est actuellement alimenté en gaz naturel à 100%

I.11. Téléphone

Le chef lieu de la commune est relié au réseau téléphonique à partir d'un central téléphonique d'une capacité de 160 lignes.

I.12. Alimentation en eau potable

I.12.1. Réseau d'adduction

La commune de Makouda est alimentée essentiellement à partir de la chaîne intercommunale d'AEP dite M.T.I (Makouda-Tigzirt-Iflissen) dont les forages au nombre de six (06), situés dans la commune de Drâa Ben Khedda.

Les sources d'Aghvalou au Sud du chef lieu alimentent le réservoir d'Izaichen avec une station de refoulement.

Les sources de Lemghassel alimentent les villages : Ain Larbaa, Sliha, Tazaarourt et le réservoir situé à Agouni Bouklane en P.E.H.D Ø125.

Trois (3) stations de reprises sont implantées dans la commune de Makouda.

A partir du barrage de Taksebt l'eau est refoulée vers la station N°1 de Bourdime qui refoule vers le réservoir R 1000m³ de Bourdime, de là l'eau est acheminée gravitairement avec une conduite de Ø400 vers la station N°2 (1500m³) de Issaikhene, celle-ci avec une conduite de Ø450 donne directement à la station N°3 (1500m³) située à Tazart qui refoule avec une conduite Ø450 au réservoir principal (R1000m³) situé à Agouni Goughrane.

Débits des forages :

- Le forage(F1), ensablé (non opérationnel)
- Le forage(F2), Q= 48m³/h
- Le forage(F3), Q=125m³/h
- Le forage(F4), Q=125m³/h
- Le forage(F5), Q=125m³/h
- Le forage(F6), Q=125m³/h

I.12.2. Réseau de distribution

Les réseaux de distribution prennent leurs départs essentiellement des endroits suivants :

- A partir du réservoir 1000m³ Agouni Goughrane, la 1^{ère} sortie alimente les agglomérations suivantes : village agricole, Igounane, Icharaïoune et El Maden haut ; la 2^{ème} sortie en Ø200 alimente : Illilane, Semghone, Ichikar, Makouda chef lieu, Ait Farés, Ait Allahoum, Larbaa et Stita, une autre conduite alimente El Maden, Ioulaine, Tigounatine, Tameist, Agouni Hamiche, Izaache, Ibakourene et le C.E.M.
- A partir de la station SR3 (1500m³) Tazart, la 1^{ère} sortie vers Tazart et le Lycée, la 2^{ème} sortie en Ø150 alimente les agglomérations suivantes : Maachera, Agouni Bouklane, Attouche, Issiakhene, Tarbent, Tigoulamine, Tassedart et le C.E.M.
- A partir du réservoir 1000m³ de Bourdim, une sortie alimente le réservoir de Hadouda et Maamoura.
- Les sources d'Aghvalou alimentent Izaichen.
- La source Meghassel alimente Tazaarourt et doit renforcer le réservoir d'Agouni Bouklane.

Observation :

Le manque d'eau potable à travers toute la commune est nettement ressenti, cela est du essentiellement au mauvais fonctionnement de la chaine M.T.I (fuites fréquentes sur le réseau) ; cette chaine nécessite une rénovation approfondie, d'autre part les branchements individuels mal conçus et le manque de réseau de distribution étudiés à l'intérieur des agglomérations ont aggravé la situation.

I.13. Assainissement des eaux usées et drainage des eaux pluviales

Le réseau d'assainissement est de type séparatif, plusieurs tronçons ont été réalisés à travers la commune dans différents villages, d'autre réalisations sont en cours telle que :

- L'extension du réseau A.E.U du chef lieu du siège de l'A.P.C vers le rejet sur 1500ml en Ø300,
- Un tronçon sur 320ml à Tamiest,
- Un tronçon sur 3200ml à AgouniHamiche,
- Assainissement du village Maamoura sur 350ml,
- Assainissement de la partie haute du village Illilane sur 530ml,
- Extension du réseau d'assainissement du village de Tazrart sur 1100ml,
- Assainissement du village Semghoune zone III sur 700ml,
- Et le prolongement de l'assainissement des villages Izaichene et Tinekachine sur 850ml.

Les rejets se font directement dans les cours d'eau sans aucune épuration au préalable.

II.1.Introduction

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

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

Dans notre commune la dotation est estimée à **150 l/jr/hbt** (subdivision de l'hydraulique de Makouda).

II.2. Estimation de la population de la région d'étude (Larbaa)

Le réseau de la présente étude doit répondre aux conditions et aux besoins de la population sur un horizon de trente (30) ans, soit en l'an 2047.

En tenant compte du taux d'accroissement de la population qui est de 3.2 % (APC de Makouda), alors à l'horizon 2047, la population sera de :

$$P_t = P_0 (1+t)^n$$

$$P_{2047} = P_{2008} * (1.032)^{(2047-2008)}$$

Où : P_{2047} : population en l'an 2047

P_{2008} : population en l'an 2008

D'après les données recueillies au niveau de l'APC de Makouda, et les commîtes des villages concernés la population du dit village recensée en 2008(RGPH 2008)

Tableau (II.1) : Situation démographique de village Larbaa

Amaux	Nombre d'habitant (RGPH 2008)	Population à C.T 2017	Population à M.T 2032	Population à L.T 2047
Larbaa	814	1081	1734	2781

(Source : APC de Makouda)

II.3. Estimation des besoins en eau potable (projet de cours d'AEP)

La principale activité de la population est l'élevage des ovins et bovins, et la culture des maraichers et quelques activités artisanales et industrielles en toutes petites quantités.

Pour pouvoir répondre aux besoins en eau de la population, nous prendrons une dotation moyenne d'eau potable de 100 l/j/hab avec majoration de 10% vu l'existence d'infrastructures pédagogiques tel que CEM école et Secteurs sanitaires ou autres, mais cette dotation suite aux réunions de travail faites au niveau de la daïra de Makouda, les services techniques de la subdivision de l'hydraulique ont recommandé une augmentation de cette dotation à 150 l/j/hab

II.3.1. Détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{N * D}{1000}$$

Avec :

$Q_{\text{moy.j}}$: débit moyen journalier (m³/j) ;

N : Nombre de consommateurs ;

D : Dotation (l/j/hab) ;

II.4. Besoins en eau par catégorie

II.4.1. Besoins domestiques

Les débits de consommations connaissent des variations dues :

Aux conditions climatiques

Aux activités de la population

A l'évolution du niveau de vie de la population

Tableau (II.2) : Estimation des besoins domestique

La consommation moyenne journalière du village Larbaa aux différents horizons futurs, est estimée dans le tableau suivant :

Amaux	Nombre d'habitants			Dotation (l /j/hab)	Besoins moy. en (m ³ /j)			Besoins moy. en (l/s)		
Année	2017	2032	2047	150	2017	2032	2047	2017	2032	2047
Larbaa	1081	1734	2781		162.15	260.1	417.15	1.877	3.010	4.828

(Source : APC de Makouda)

II.4.2. Besoins scolaires

Les besoins en eau de l'établissement du village étudié sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (II.3) : Estimation des besoins scolaires

amaux	Etablissement	Effectifs élèves	Effectifs personnelles	Effectifs totaux	Dotation (l/j/élève)	Q _{moy} (m ³ /j)	Q _{moy} (l/s)
Larbaa	(1) école primaire	77	16	93	15	1.39	0.016
Total	/	77	16	93		1.39	0.016

(Source : APC de Makouda)

Le village de Larbaa n'a qu'une école primaire, et aucune infrastructure (sanitaire, socioculturelle, municipale) n'est projetée, ce village fait partie de chef lieu de la commune de Makouda.

II.4.3. Besoins industriels

Tableau (II.4) : Estimation des besoins industriels

amaux	Désignations	Dotation (l/j)	Q _{moy} (m ³ /j)	Q _{moy} (l/s)
Larbaa	(1)Huileries	15 000	15	0.17
Total	/	/	15	0.17

(Source : APC de Makouda)

II.4.4. Besoins commerciaux

Tableau (II.5) : Estimation des besoins commerciaux

amaux	Désignations	Dotation (l/j)	Q _{moy} (m ³ /j)	Q _{moy} (l/s)
Larbaa	(2)Alimentation général	100	0.2	0.0023
	(3)Cafétéria	1500	4.5	0.052
	(1)Lavage graissage	1200	1.2	0.014
	(1)Boulangerie	1200	1.2	0.0140
Total	/	/	7.1	0.2083

(Source : APC de Makouda)

II.4.5. Besoins en eau d'élevages

Les besoins d'élevages sont différents selon l'espèce, ils sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (II.6) : Estimation des besoins en eau d'élevage

amaux	Désignation	Nombre de tête	Dotation (l/j)	Q _{moy} (m ³ /j)	Q _{moy} (l/s)
Larbaa	-Bovins	112	60	6.72	0.07
	-Ovins /Caprins	315	04	1.26	0.35
Total	/	427	/	7.98	0.42

(Source : service Agricole de Makouda)

II.4.6. Besoins en eau des volailles

Tableau (II.7) : Estimations des besoins en eau de la volaille (poulet de chair)

Amaux	Nombre de Bâtiments Avicole	Capacité	Dotation (l/j/tête)	Q _{moy} (m ³ /j)	Q _{moy} (l/s)
Larbaa	2	2000	1	4	0.046
Total	2	4000	/	4	0.046

(Source : service Agricole de Makouda)

II.4.7. Besoins en eau d'arrosage

Tableau (II.8) : Estimations des besoins en eau d'arrosage

(Source : service Agricole de Makouda)

	Amaux	Surfaces irrigables	Surface (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Q _{moy} (m ³ /j)	Q _{moy} (l/s)
Larbaa	Zaouia	fourragères	9000	3	27	0.312
	Meghraoueth	Maraichage	1500	3	4.5	0.052
Total		/	10500	/	31.5	0.364

II.4.8. Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération

Tableau (II.9) : Récapitulation de la consommation moyenne journalier total en (m³/j) et en (l/s)

VILLAGES	Consommation moyenne journalière					
	Horizon 2017		Horizon 2032		Horizon 2047	
	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)
Larbaa	229.03	2.650	327.07	3.785	484.12	5.603

II.5. Estimation des besoins moyens en tenant compte des pertes(Q_{moyj})

Il y a plusieurs paramètres qui induisent des fuites au niveau du réseau de distribution et d'adduction. Parmi ces facteurs nous distinguons :

- ❖ Type de conduites ;
- ❖ Vétusté (vieillesse) des conduites ;
- ❖ Nature du terrain ;
- ❖ Qualité d'entretien ;
- ❖ Accidents éventuels.

En appliquant une majoration de 20% à la consommation moyenne journalière aux divers horizons, nous pourrions compenser ces fuites (subdivision d'hydraulique de Makouda).

Le tableau précédent montre que la consommation moyenne journalière totale à l'horizon 2047 sera de **484.12m³/j** soit **5.603 l/s**.

Les pertes seront de:

$$484.12 \times 0.2 = 96.824 \text{ m}^3/\text{j} \text{ soit } 1.120 \text{ l/s.}$$

Donc le débit moyen journalier à l'horizon 2047 compte tenu des pertes sera de:

$$484.12 + 96.824 = 580.944 \text{ m}^3/\text{j} \text{ soit } 6.723 \text{ l/s.}$$

Tableau (II.10) : Estimations des besoins en tenant compte des pertes (20%)

Horizon	Q _{moyj} (m ³ /j)	Q _{moyj} (l/s)	Taux des pertes	Pertes en (m ³ /j)	Pertes en (l/s)	Q _{moyj} (m ³ /j)	Q _{moyj} (l/s)
2047	484.12	5.603	20%	96.824	1.120	580.944	6.723

II.6. Etudes des variations des débits

En général dans un réseau d'AEP, il y a toujours augmentation et parfois diminution de la consommation. Ces variations sont horaires, journalières, mensuelles et annuelles.

Pour tenir compte de cet aspect important, on affecte au débit moyen journalier de coefficients d'irrégularité permettant d'évaluer la consommation minimale et maximale afin de dimensionner le réseau en conséquence.

II.6.1. Variation des débits de consommation dans le temps

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

- ✓ Variation annuelle et longterm qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération.
- ✓ Variation mensuelle et saisonnière qui dépend de l'importance de la ville
- ✓ Variation journalière qui dépend de jour de la semaine ou la consommation est plus importante.
- ✓ Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

II.6.1.1. Débit maximal journalier

Le débit maximal journalier est défini comme étant le débit d'une journée où la consommation est maximale pendant une année. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moyj}} \times k_{\max j} \text{ (m}^3/\text{j)}$$

$Q_{\max j}$: débit maximum journalier

Q_{moyj} : débit moyen journalier

$k_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximale des variations de la consommation journalière en tenant compte des gaspillages, des pertes et des erreurs d'estimations.

La valeur de $k_{\max j}$ varie entre 1.1 et 1.3. Pour notre cas on prend $k_{\max j} = 1.2$.

Les résultats sont dressés dans le tableau suivant :

Tableau (II.11) : Débits maximaux journaliers en (m³/j) et en (l/s)

Horizon	$Q_{\text{moy.j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	$Q_{\text{moy.j}} \text{ (l/s)}$	$k_{\max.j}$	$Q_{\max.j} \text{ (m}^3/\text{j)}$	$Q_{\max.j} \text{ (l/s)}$
2047	580.944	6.723	1.2	697.132	8.068

II.6.1.3. Débit minimal journalier

La consommation journalière est représentée par la relation suivante :

$$Q_{\min.j} = Q_{\text{moy.j}} \times k_{\min.j}$$

$k_{\min.j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimale tenant compte d'une éventuelle sous consommation, il est compris entre 0,7 et 0,9 ; nous optons donc pour : $k_{\min.j} = 0,8$

Les débits sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (II.12) : Débit minimaux journaliers en (m³/j) et en (l/s)

Horizon	$Q_{\text{moy.j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	$Q_{\text{moy.j}} \text{ (l/s)}$	$k_{\min.j}$	$Q_{\min.j} \text{ (m}^3/\text{j)}$	$Q_{\min.j} \text{ (l/s)}$
2047	580.944	6.723	0.8	464.755	5.379

II.6.2. Débit horaire

a-Variation de débit horaire : Le débit horaire d'une agglomération varie selon l'importance de cette dernière et la variation des débits horaire d (une journée).

b- Débit moyen horaire : Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moyh}} = Q_{\text{maxj}} / 24 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Q_{moyh} : débit moyen horaire en m^3/h

Q_{maxj} : débit maximum journalier en m^3/j

c-Débit minimal horaire : ce débit correspond à un débit de consommation pendant l'heure la moins chargée, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{minh}} = k_{\text{minh}} \cdot Q_{\text{moyh}} \text{ (m}^3/\text{h)}$$

k_{minh} : coefficient d'irrégularité horaire minimal qui est fonction de deux autres coefficients :

$$k_{\text{minh}} = \alpha_{\text{min}} * \beta_{\text{min}}$$

α : qui dépend du niveau du confort de degré d'équipement sanitaire.

α_{min} varie entre 0.4 et 0.6 d'où on prend $\alpha_{\text{min}} = 0.5$

α_{max} varie entre 1.2 et 1.4 d'où on prend $\alpha_{\text{max}} = 1.3$

β dépend du nombre d'habitations de l'agglomération, sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (II.13) : Valeurs du coefficient β en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	1000	1 500	2 500	4 000	6 000	10 000	20 000	30 000	100 000
B_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7

Ces coefficients permettent de calculer les débits maximaux et minimaux horaires.

Dans notre cas, le nombre d'habitants est égal à 2781 habitants, compris entre 2500 et 4000, on procède alors à une interpolation :

Pour :

$$\beta_{\min} = 0.118$$

Donc :

$$k_{\min h} = \beta_{\min} \times \alpha_{\min} \quad \Leftrightarrow \quad k_{\min h} = 0.118 \times 0.5$$

$$\Leftrightarrow \quad k_{\min h} = 0.059$$

$$Q_{\min h} = k_{\min h} \times Q_{\text{moyh}}$$

$$Q_{\min h} = 1.428 \text{ m}^3/\text{h}$$

d- Débit maximal horaire : ce débit correspond à un débit de consommation pendant l'heure la plus chargée, et il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max h} = k_{\max h} \cdot Q_{\text{moyh}} \text{ (m}^3/\text{h)}$$

$Q_{\max h}$: débit maximal horaire

Q_{moyh} : débit moyen horaire

$k_{\max h}$: coefficient d'irrégularité horaire maximal qui est donné par :

$$k_{\max h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max}$$

On a :

$$k_{\max h} = 2.056$$

$$Q_{\max h} = k_{\max h} \times Q_{\text{moyh}} \quad \Leftrightarrow \quad Q_{\max h} = 49.767 \text{ m}^3/\text{h}$$

Les différentes valeurs des débits horaires minimal et maximal sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (II.114) : Les valeurs des débits horaires minimal et maxima

Q_{moyj} (m ³ /j)	Q_{moyh} (m ³ /h)	$\alpha_{\max}$	$\alpha_{\min}$	$\beta_{\max}$	$\beta_{\min}$	$k_{\max h}$	$k_{\min h}$	$Q_{\max h}$ (m ³ /h)	$Q_{\min h}$ (m ³ /h)
580.944	24.206	1.3	0.5	1.582	0.118	2.056	0.059	49.767	1.428

II.7.Conclusion

Après le calcul des différents besoins existants, le débit maximum journalier qui sera consommé est estimé à **697.132 m³/j** soit **8.068 l/s** à l'horizon **2047** après majoration. C'est ce débit là qui sera utilisé pour le dimensionnement du réseau d'adduction. Tandis que pour le dimensionnement du réseau de distribution, on utilise le débit maximum horaire (débit de pointe) qui est estimé à **49.767m³/h**.

III.1.Introduction

En vue d'obtention d'une connaissance parfaite de la situation actuelle en matière d'approvisionnement en eau potable du village de Larbaa, nous avons procédé à une étude qui rassemble toutes les informations disponibles concernant les caractéristiques des stations de reprise, leur mode de fonctionnement, ainsi nous avons fait les diagnostics sur :

- Les réservoirs existants;
- Les canalisations du réseau d'adduction actuel.

III.2. Description des réservoirs et chaine d'adduction

Avant même le levé topographique, et le choix des variantes des réseaux de distribution, il est impératif de procéder à la définition de la chaine du réseau d'adduction existant, et à la localisation des réservoirs de distribution et de stockage, à savoir leurs implantations et leurs capacités respectives.

Pour cela, à l'état actuel du réseau d'adduction se présente comme suit :

La commune de Makouda est alimentée essentiellement à partir de la chaine intercommunale d'AEP dite M.T.I (Makouda-Tigzirt-Iflissen) qui est raccordé au barrage de taksebt.

Trois (3) stations de reprise implantées dans la commune de Makouda et de Sidi Naamane.

A partir de barrage de Taksebt l'eau est refoulée vers la station N°1 de Bourdime qui refoule vers le réservoir R 1000m³ de Bourdime, de là l'eau est acheminée gravitairement avec une conduite de Ø450 vers la station N°2 (1500m³) d'Issaikhene, celle-ci avec une conduite de Ø450 donne directement à la station N°3 (1500m³) située à Tazrart qui refoule avec une conduite Ø400 au réservoir principal (R1000m³) situé à Agouni Goughrane.

De ce fait, les adductions principales sont répartir comme suit :

Du réservoir de tête partent des adductions alimentant les villages suivants :

1. Première adduction (Igounane, Ichariouen et el Maden Haut) ;
2. Deuxième adduction (Illilane, Semghoune, Ichikar, Makouda, Ait Fares, Ait allahoum, Larbaa, Stita) ;
3. Troisième adduction (Tala Bouzrou : El Maden bas, Ioulaine, Thignathine, Tamiest, Agouni Hamiche, Ibakoukene) ;

Ces adductions sont schématisées sur le schéma directeur du réseau

III.3. Les réservoirs existants

Tableau (III.1) : Réservoirs existants

Réservoir	Altitudes m	Capacité m ³	Type	Etat
DBK	/	5000	Pose au sol	Bon
SR1 Bourdim	/	1500	Pose au sol	Bon
Bourdim	350	1000	Pose au sol	Bon
SR2 Issiakhen	325	1500	Pose au sol	Bon
SR3 Tazart	525	1500	Pose au sol	Bon
Agouni Goughrane	898	1000	Pose au sol	Moyen
Illilane	672	500	Pose au sol	Moyen
Semghoune H	750	50	Pose au sol	Moyen
Semghoune B	660	300	Pose au sol	Moyen
Ichikar	640	150	Pose au sol	Moyen
Stita	385	100	Pose au sol	Moyen
Ait Allahoum	405	200	Pose au sol	bon
Larbaa	361	50	Pose au sol	moyen

(Source : subdivision de Makouda)

III. 4. Estimation des réserves d'incendies

Le volume nécessaire pour l'extinction d'un incendie moyen est de 60m³/h pendant une durée de 2h, ce qui nous donne un volume de 120m³

Au total le volume de la réserve d'incendie sera de :

$(120 \times 5) = 605.00 \text{ m}^3$, qui sera répartis au niveau de chaque réservoir.

III.5. Caractéristiques des stations de reprise

Tableau (III.2) : situation des stations de pompage à la fin de l'année 1998

Nom de la station	Lieu d'implantation		Périmètre de protection	Débit pompé m ³ /j	Hmt (m)	Date mise en service	Origine de la ressource
	commune	Agglomération					
SR1 Bourdim	Makouda	Bourdim	Oui	9563	300	1987	Taksebt
SR2 Issiakhen	Makouda	Issiakhen	Oui	7432	235	1987	Taksebt
SR3 Tazart	Makouda	Tazart	oui	6420	385	1987	Taksebt

(Source : subdivision de Makouda)

III.6. Les conduites d'adductions existantes

Tableau (III.3) : situation de conduites existantes

Conduites	Type d'adduction	Longueurs (ml)	DN	Q (l/s)	Type
Réservoir DBK → SR1	Gravitaire	11000	500	/	Fonte
SR1 → réservoir Bourdim	Refoulement	1805.91	450	162.431	Acier
Réservoir Bourdim → SR2	Gravitaire	2238.34	450	160.391	Acier
SR2 → SR3	Refoulement	3730	450	160.391	Acier
SR3 → réservoir Akhendouk	gravitaire	/	160	/	Acier
Réservoir Akhendouk → Réservoir Ait Allahoum	Gravitaire	1700	90	8.068	PEHD
Réservoir Ait Allahoum → réservoir Larbaa	Gravitaire	200	90	8.068	PEHD

(Source : subdivision de Makouda)

III.7. Comparaison entre les besoins en eau et les ressources

- Le débit total transféré selon la subdivision de Makouda est de l'ordre de **2.348 l/s**
 - Les besoins moyens sont l'ordre de **697.132 m³/j** soit **8.068 l/s** pour l'horizon **2047**.
- Le déficit se calcule par la formule suivante:

Déficit = Besoin – Production

Donc :

$$\text{Déficit} = 8.068 - 2.348 = 5.72 \text{ l/s}$$

Déficit = 5.72 l/s

Tableau (III.4) : Comparaison entre les besoins en eau et la production

Production		Besoins moyen en eau	
m³/j	l/s	m³/j	l/s
202.94	2.348	697.132	8.068

III.8. Contrôle de qualité de l'eau

L'eau arrivant au robinet du consommateur doit être potable, c'est-à-dire qu'elle doit répondre à la réglementation en vigueur correspondant aux normes de potabilité établies par l'OMS.

III.9. Normes de potabilité

L'alimentation en eau destinée à la consommation humaine doit répondre aux règles générales d'hygiène et toutes les autres mesures propres à préserver la santé de l'homme.

L'eau potable doit être :

- ✓ Claire, inodore et de saveur agréable ;
- ✓ Exemptée d'organismes pathogènes susceptibles de provoquer des maladies ;
- ✓ Elle ne doit contenir qu'un certain nombre d'éléments minéraux et aucune substance toxique ou indésirable ;
- ✓ Elle ne doit pas avoir de propriétés agressives vis à vis des canalisations (ciments, métaux).

En général, on adopte les normes de l'O.M.S. (L'Organisation Mondiale de la Santé, Genève 1986). 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. . (AMARA O. et ELMIHOU N., 2012)

III.10. Qualité de l'eau du barrage de Taksebt

Il faut procéder à une évaluation continue des normes, vis-à-vis des critères locaux et de degré de développement, il importe à chaque pays d'établir sa propre législation, dans notre cas, on utilise des normes algériennes prise de l'OMS, de ce fait, il est vital de vérifier que l'eau de la retenue du barrage de Taksebt répond aux normes relatives à la santé des consommateurs, d'où il est indispensable d'effectuer une analyse physico-chimique et bactériologique afin de corriger ou traiter l'eau de cette retenue. Pour cela nous exploitons les résultats de deux prélèvements au sein du laboratoire de la SEAAL de Tizi-Ouzou, l'un est la moyenne annuelle de 2015, l'autre représente la moyenne annuelle de 2016

III.11. Résultat des analyses

Les résultats sont indiqués dans les tableaux

Tableau (III.5): paramètres physico-chimique

Paramètres	Unités	Résultat moyen annuel 2015		Résultat moyen annuel 2016		Les normes de l'OMS (admissibles)
		Eau brute	Eau traitée	Eau brute	Eau traitée	
pH	/	7.63	7.55	7.92	7.43	9,5
Conductivité	μ.s/cm	413.10	419.31	448	456	1250
Température	°C	15.31	17	16.85	17.5	25
Turbidité	NTU	2.56	0.22	1.67	0.17	5
Oxygène dissous	mg/l	5.34	8.7	4.08	7.85	9,1
Salinité	‰	/	0.2	/	0.1	/
CO2 libre	mg/l	/	/	/	/	/
Résidu sec à 105°C	mg/l	/	/	/	/	2000
MES à 105°C	mg/l	/	256,85	/	/	/
TDS	mg/l	/	203	/	217	1500

(ADE de Tizi-Ouzou)

Paramètres	Unités	Résultat annuel 2015		Résultat annuel 2016		Les normes de l'OMS (admissibles)
		Eau brute	Eau traitée	Eau brute	Eau traitée	
Ammonium NH_4^+	mg/l	0.031	0.009	<0.015	<0.015	0,5
Nitrite NO_2^-		0.019	0.012	<0.02	<0.02	0,1
Nitrate NO_3^-		0.677	0.453	0.16	<0.03	50
Phosphate PO_4^{3-}		0.082	0.032	0.18	<0.015	0 ,5
Matières organique		2.114	0.968	1.60	0.52	/
DBO₅	mg/10₂		/		/	/
DCO			/		/	/

Tableau (III.6) : Paramètres de pollution

(ADE de Tizi-Ouzou)

Tableau (III.7) : Minéralisation globale

Paramètre	Unités	Résultat annuel 2015		Résultat annuel 2016		Les normes de l'OMS (admissibles)
		Eau brute	Eau traitée	Eau brute	Eau traitée	
Calcium Ca⁺⁺	mg/l	51.20	46.40	44.00	42.07	200
Magnésium Mg⁺⁺		13.12	14.58	15.67	21.29	50
Sodium Na⁺⁺		/	32.65	/	61.98	100
Potassium K⁺		/	2.35	2.46	1.71	12
Chlores Cl⁻		/	27.78	/	25.81	200
Sulfates So₄⁻²		32	28	38	48	250
Bicarbonates HCo₃²	°F	183	183	151.42	135.22	/
Dureté totale TH		/	216	/	212	500
Titre alcalin complet TAC		/	160	/	158.3	/

(ADE de Tizi-Ouzou)

Tableau (III.8). Eléments indésirables (ADE de Tizi-Ouzou)

Paramètre	Unités	Résultat annuel 2015		Résultat annuel 2016		Les normes de l'OMS (admissibles)
		Eau brute	Eau traitée	Eau brute	Eau traitée	
Fer total	mg/l	/	/	/	/	/
Fer Fe⁺²		/	0.43	/	/	200
Manganèse Mn⁺²		/	/	/	/	0,03
Fluor à 2 °C		/	/	/	/	2

Tableau (III.9). Paramètres bactériologiques

Paramètre		Unités	Résultat annuel 2015		Résultat annuel 2016		Les normes de l'OMS (admissibles)
			Eau brute	Eau traitée	Eau brute	Eau traité	
Germes totaux	à22°C	UFC/ml	114.53	abs	121.16	Abs	200
	à37°C		71.62	abs	57.23	Abs	2
Coliformes totaux		ml	45.09	abs	111.23	Abs	03
CTT (E-Coli)			/	/	/	/	00
Coliformes fécaux			27.62	abs	50.09	Abs	00
spores sulfito-réducteurs		S/100ml	135.51	abs	3.23	Abs	/

(ADE de Tizi-Ouzou)

Au moment du prélèvement, les caractéristiques organoleptiques doivent être appréciées, car certaines odeurs peuvent disparaître pendant le transport, ou l'aspect de l'échantillon se modifie au cours du stockage (apparition d'une coloration, de précipités...etc.).

➤ La couleur

La couleur de l'eau est due à la présence des matières organiques dissoutes et les matières colloïdales en suspension. Il est possible d'éliminer la couleur de l'eau par :

- ❖ élimination des molécules responsables ;
- ❖ La transformation des molécules colorées en molécules incolores.

➤ L'odeur

Toute odeur est un signe de pollution ou de présence de la matière organique en décomposition. Ce paramètre est apprécié en diluant l'échantillon jusqu'à ce qu'elle ne présente plus d'odeur perceptible.

➤ **Gout**

Peut être défini comme l'ensemble des sensations gustatives. A l'état naturel, l'eau à une concentration normale de minéralisation et offre un gout plus au moins accentué. S'il y a des eaux ayant une longue durée de stockage par exemple les eaux de citernes ; un gout saumâtre de l'eau, provient de l'existence de chlorure en abondance et en aura un gout amère si l'eau renferme beaucoup de sel magnésium.

III.12.2. Paramètres physico-chimiques

➤ **Température**

Il est important de connaître la température de l'eau avec une bonne précision. En effet :

- La température élevée peut favoriser des goûts et des odeurs désagréables ;
- Elle joue un rôle dans la solubilité des sels et surtout des gaz ;
- Elle joue un rôle dans la dissociation des sels dissous (tel que le plomb), la solubilité augmente de l'ordre de deux fois entre 12 et 25°C, ce qui va influencer sur la conductivité électrique et le pH.
- Elle favorise le développement des parasites et des algues. (Ihaddadene F. et Lefgoum S., 2009)

Pratiquement la température est mesurée soit avec un appareil qui est l'électromètre, soit avec le thermomètre précis, gradué de 1/10 des degrés et étalonné. La température optimale des eaux de consommation se situe entre 9°C et 12 °C, avec une valeur maximale qui peut aller jusqu'à 25°C. Dans notre cas, elle varie de **15.31°C** à **17 °C** en moyenne pour l'année 2015, ces températures sont conformes aux normes requises pour les eaux de consommation.

➤ **Turbidité**

La turbidité représente l'opacité d'un milieu trouble. C'est la réduction de la transparence d'un liquide due à la présence de matières non dissoutes, elle est causée dans les eaux par la présence des matières en suspensions finement divisées : Argile, Limon, Grains de silice, M.O, ...etc

L'appréciation de l'abondance de ces matières mesure le degré de turbidité. Celui-ci sera d'autant plus faible que le traitement de l'eau aura été plus efficace.

Une turbidité d'une eau relève des problèmes suivants :

- Précipitation de fer d'aluminium ou manganèse due à une oxydation ;
- Précipitation lente de CaCO_3 et d'oxyde de magnésium ;
- Une corrosion importante ...etc.

La mesure de la turbidité permet de préciser les informations visuelles sur l'eau. La turbidité d'une eau de boisson doit être maintenue inférieure à 5 NTU. Dans notre cas les turbidités sont **0.22 NTU** en 2015 et **0.17 NTU** en 2016. Ces valeurs sont acceptables, et conformes aux normes de potabilité. (Bouteldja T., Zaghdoud A., 2008)

➤ Potentiel hydrogène pH

Le pH représente la concentration en ion d'hydrogène dans l'eau. Il est inférieur ou supérieur à 7 suivant que l'eau est acide ou basique. Le pH = 7 étant le pH neutralisé. Le pH des eaux naturelles est compris entre 5,5 et 10. Les valeurs supérieures ne se rencontrent que dans l'eau de mer et les eaux minérales. Selon l'**OMS**, les valeurs de pH comprises entre 6,5 et 8,5 sont considérées comme des valeurs acceptables, et pour notre région d'étude, on distingue une eau alcaline avec des valeurs répondant aux normes de potabilité et qui varient entre **7.55** pour 2015 et **7.43** en 2016.

➤ La conductivité

La conductivité est la capacité de l'eau à transmettre le degré de minéralisation d'une eau comme l'indique le tableau suivant :

Tableau (III.10) : Appréciation de la minéralisation à partir de la conductivité

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

Les valeurs de la conductivité des eaux analysées sont enregistrées dans les premiers et deuxièmes prélèvements qui sont respectivement **419.31 µs/cm** pour 2015 et **456 µs/cm** pour 2017, et sont en dessous de la valeur maximale admissible (OMS).

➤ **La salinité et le taux de matières dissoutes (TDS)**

La salinité : Correspond à la teneur globale en éléments minéraux cations et anions qui donnent à l'eau une saveur agréable mais qui ne doit pas attaquer les matériaux constituant les conduites et les réservoirs. Pour cela elle ne doit être ni agressive, ni corrosive. Selon les résultats des analyses la salinité est de **0.2 ‰** pour 2015 et **0,1 ‰** pour 2016. Donc on peut conclure qu'elles répondent aux normes requises.

TDS : le TDS ou le taux de matière dissoute, reflète la concentration d'une eau en sel soluble, par le biais de son pouvoir électrolyte. Selon les résultats des analyses de l'eau de barrage, on a : **203 mg/l** pour 2015 et **217 mg/l** pour 2016. On déduit que le taux de matière dissoute, ne dépasse pas les normes requises.

➤ **Les résidus secs à 105 °C**

Ce sont des particules très fines et généralement visibles à l'œil nu. Théoriquement, elles ne sont ni solubilisées, ni à l'état colloïdales. Elles déterminent la turbidité de l'eau, en donnant à l'eau un aspect et un goût peu engageant. Elles peuvent être nuisibles et elles limitent la présentation de la lumière dans l'eau. Elles diminuent aussi la teneur en oxygène dissout et nuisent au développement de la vie aquatique. D'après les résultats d'analyse des eaux du barrage, les résidus secs sont de **256,85 mg/l** pour 2015. Donc cette valeur ne dépasse pas les normes maximales admissibles.

III.12.3. Minéralisation globale

Elle nous renseigne sur la concentration des éléments minéraux, cations et anions présents dans l'eau. Cette concentration augmente d'autant que l'eau circule plus profondément.

Les principaux ions sont :

- Les cations : Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^+ , K^+ .
- Les anions: SO_4^{2-} , CO_3^{2-} , HCO_3^- , Cl^- , OH^- .

➤ **La dureté**

La dureté de l'eau est essentiellement sa teneur en sels de métaux bivalents, principalement le calcium et le magnésium. Une teneur trop élevée nuit à la cuisson des légumes et la bonne utilisation des savons ordinaires et aussi provoque des dépôts dans les appareils électroménagers. (Bouteldja T et Zaghdoud A., 2008)

a-Titre hydrotimétrique total (TH) : Ou teneur globale en sels de Calcium et de Magnésium, chaque degré hydrotimétrique correspond à une teneur de 10 mg/l de CaCO_3 .

Les valeurs obtenues dans nos deux échantillons d'eau analysée sont de l'ordre de **216 mg/l CaCO_3** pour 2015 et **212 mg/l CaCO_3** pour l'année 2016, ces valeurs répondent aux normes admissibles.

b-Titre alcalimétrique complet (TAC) : Dureté carbonatée seulement ; chaque degré alcalimétrique correspond à 5,6 mg de CaO/l. Lorsque le pH n'excède pas 8,3, les carbonates sont présentes uniquement sous forme acide (bicarbonates). Le TAC indique globalement la teneur de l'eau en hydroxyde (OH^-), en carbonate (CO_3^{2-}) et en bicarbonate (HCO_3^-).

Les analyses montrent que les teneurs de TAC sont de **160 mg/l en CaCO_3** en 2015 et **158,3 mg/l CaCO_3** en 2016, ce qui donne une conformité à la norme admissible de l'OMS.

c-Titre alcalimétrique (TA) : il mesure la totalité des ions hydroxydes (OH^-) et la moitié de la dose des carbonates (CO_3^{2-}).

Le titre d'alcalinité est nul pour les deux prélèvements.

d-Dureté permanente : C'est la dureté non carbonatée, sulfate et chlorure elle résiste à l'ébullition : **$P = TH - TAC$** .

Les résultats d'analyses montrent que la dureté permanent est égale **56 mg/l de CaCO_3** en 2015 et **53,7 mg/l de CaCO_3** en 2016, ces valeurs répondent aux normes de l'OMS.

➤ **Sodium Na^+**

Cet élément est toujours présent dans l'eau en proportion très variable, il peut provenir de la décomposition des silicates alumino-sodique en sous sol, comme il peut être d'origine industrielle.

La spectrophotométrie de flamme est la méthode la plus indiquée pour le dosage de sodium, elle est à la fois rapide et sensible.

L'OMS recommande une valeur limite de 100 mg/l de sodium, dans notre cas, sa valeur est de **32.65 mg/l** pour 2015 et **61.98 mg/l** pour 2016. Ces deux valeurs correspondent aux normes requises. (Bouteldja T et Zaghdoud A., 2008)

➤ **Potassium K^+**

Cet élément pourrait provenir naturellement, des roches métamorphiques dans les micas ou d'origines industrielles, par exemple le chlore de potassium utilisé comme engrais.

La teneur en potassium est de l'ordre de **2.35 mg/l** pour 2015 et de **1.71 mg/l** pour 2016, cette valeur est conforme à la norme requise (12 mg/l). (Dahdouh H. et Hadj Ali T., 2005)

➤ **Chlorure Cl^-**

Le chlore existe déjà dans toutes les eaux à des taux variables, il a comme origines :

- Percolation à travers des terrains salés ;
- Les infiltrations marines ;
- Les rejets industriels et humains.

Les chlorures c'est l'union du chlore avec un corps simple ou composé, ils sont très corrosifs et répandus dans la nature généralement sous forme de sels de sodium Na Cl, de potassium KCl, et de calcium $CaCl_2$. (Bouteldja T et Zaghdoud A., 2008)

Dans notre cas, la teneur en chlore est de **27.78 mg/l** et **25,81 mg/l** respectivement pour 2015 et 2016. Ces teneurs sont acceptables par rapport aux normes (200 mg/l).

➤ **Sulfates SO_4^{2-}**

Peuvent se résulter de la dissolution des sulfates de calcium (gypse), l'oxydation des sulfates (pyrite) ou de matières organiques d'origine animale. Les valeurs obtenues dans notre cas sont de **28 mg/l** pour 2015 et **48 mg/l** pour 2016. Ces valeurs répondent aux normes requises (250 mg/l). (Dahdouh H. et Hadj Ali T., 2005)

➤ **Calcium Ca^{2+}**

Est très abondant dans la croûte terrestre et on le trouve jamais à l'état libre dans la nature. Il résulte de la dissolution des roches calcaires des montagnes sous forme de carbonates (calcite organique et calcaire). Les teneurs en calcium dans nos échantillons analysés sont de **46.40 mg/l** pour l'année 2015 et de **42.07 mg/l** pour 2016. Ces valeurs sont conformes aux normes OMS. (Ihaddadene F. et Lefgoum S., 2009)

➤ **Magnésium Mg^{2+}**

Dans la nature, le magnésium existe uniquement combiné à d'autres éléments, en particulier, dans la minérale dolomite et magnésite, ainsi que dans de nombreux silicates formant des roches et dans l'eau de mer.

Dans notre cas, les valeurs obtenues sont **14.58 mg/l** en 2015 et **21.29 mg/l** pour 2016. Ces valeurs répondent aux normes de consommation (50 mg/l). (Bouteldja T et Zaghdoud A., 2008)

III.12.4. Paramètres de pollution

➤ **L'ammonium NH_4^+**

La présence d'ammonium dans l'eau, traduit habituellement un processus de dégradation de la matière organique. L'ammonium résulte de la réaction de minéraux contenant de fer avec des nitrates, c'est donc un excellent indicateur de la pollution des eaux par des rejets organiques d'origine agricole, domestique ou industrielle.

NH_4^+ n'est pas très toxique, l'ammonium est fréquemment rencontré sous forme de chlorure d'ammonium. Cette substance n'est pas réellement dangereuse pour la santé, néanmoins il peut provoquer des lésions au niveau du tube digestif et des poumons lorsque sa teneur dépasse les normes.

Même si l'ammonium est peu toxique, il peut provoquer plusieurs problèmes tels que :

- La corrosion des conduites et la reviviscence bactérienne à l'intérieur de celle-ci ;
 - La diminution de l'efficacité de traitement au chlore et le développement des microorganismes responsables des saveurs et d'odeurs désagréables. Dans notre cas la teneur en NH_4^+ est de **0.009 mg/l** pour 2015 et de **<0.015 mg/l**, ce qui répond aux normes admissibles (norme = 0,5 mg/l). (Bouteldja T et Zaghdoud A., 2008)

➤ **Les nitrates NO_3^-**

Sont des sels de l'acide nitrique. La présence des nitrates dans l'eau est un indice de pollution d'origine agricole (engrais), urbaine (dysfonctionnement des réseaux d'assainissement) ou industrielle. Dans notre cas nous avons **0.453mg/l** pour 2015 et **<0.03 mg/l** pour 2016, ces valeurs restent admissibles par rapport à la norme qui est de 50 mg/l.

➤ **Les nitrites NO_2^-**

La présence de nitrite dans l'eau est due soit à l'oxydation bactérienne de l'ammoniaque soit à la réduction de nitrate. Ils sont toxiques pour l'organisme car ils peuvent former des nitrosomonas qui sont cancérigène.

Dans notre cas les résultats d'analyse sont de **0.012mg/l** pour l'année 2015 et de **<0.02mg/l** pour 2016, ces valeurs restent admissibles par rapport à la norme qui est de 0.1 mg/l.

➤ **Les phosphates**

Ils présentent un risque de pollution pour le milieu aquatique, car ils ne sont pas biodégradables. Ils favorisent le développement des bactéries qui dégagent des substances toxiques tel que l'ammonium le méthane....etc, dans notre cas nous avons obtenue **0.032 mg/l** pour 2015 et **<0.015mg/l** pour 2016, ces résultats sont négligeable par rapport à la norme qui est de 0.5mg/l.

III.12.5 Paramètres indésirables

Aucune des échantillons analysés ne révèle la présence de fer total, de manganèse (Mn^{2+}) et de fluor. La valeur de fer (Fe^{2+}) pour le premier 2015 est de **0.43mg/l**.

III.12.6 Paramètres bactériologiques

Les contaminations les plus fréquentes sont d'origine fécale (humaine ou animale). On doit vérifier lors des analyses l'absence des germes suivants :

- Bacille de coli ou E. Coli ;
- Entérocoque ;
- Clostridium sulfitoréducteur ;
- Bactériophages fécaux.

L'analyse bactériologique a porté sur les germes et les coliformes totaux, Escherichia Coli, streptocoques fécaux et les anaérobies sulfito-réducteurs.

Les résultats obtenus sont :

- **Germes totaux à 37 °C :** la fiche d'analyse des deux échantillons 2015 et 2016 indiquent respectivement l'absence totale des germes totaux à 37 °C.
- **Germes totaux à 22 °C :** la fiche d'analyse des deux échantillons 2015 et 2016 indiquent respectivement l'absence totale des germes totaux à 22 °C.

- **Coliforme totaux** : la fiche d'analyse des deux échantillons 2015 et 2016 indiquent respectivement l'absence totale des coliformes totaux.
- **Escherichia Coli** : la fiche d'analyse des deux échantillons 2015 et 2016 indiquent respectivement l'absence totale des E Coli.
- **Streptocoques fécaux** : la fiche d'analyse des deux échantillons 2015 et 2016 indiquent respectivement l'absence totale des coliformes fécaux.

Remarque : tous les résultats obtenus et traité sont celle des eaux traité et non brute

III.13.Conclusion

- Les paramètres physico-chimiques et bactériologiques des eaux du barrage sont conformes aux normes requises.
- Une désinfection de l'eau est indispensable avant toute distribution, pour détruire ou inactiver les germes pathogènes. On peut procéder soit par chloration, ozonation ou par voie physique (UV).
- La désinfection par chlore est la plus répondue. Elle consiste à maintenir un taux de Chlore résiduel libre compris entre 0,2 mg/l à 0,4 mg/l. En cas de panne du système de Chloration l'utilisation de système de dosage d'eau de javel sera nécessaire pour la désinfection.

IV.1 Introduction

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux de la zone de captage (forage, source, réservoir de stockage ou bien un barrage), soit vers leurs lieux d'accumulation, soit directement vers les zones de leurs consommations.

L'objectif de cette étude est de parvenir à la mise en place d'un système d'adduction techniquement performant et économiquement peu coûteux.

IV.2. Types d'adduction (Dupont A., 1979)

L'adduction est l'ensemble des installations reliant la prise d'eau, qui est une source, un forage ou retenue, au point d'utilisation ou au réservoir de stockage. Elle peut être classée en trois types :

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

IV.2.1. Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

Les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement.

Nous examinerons les conditions dans lesquelles devra être établie cette canalisation, tout d'abord du point de vue technique, puis du point de vue économique, ces deux aspects étant en fait, liés entre eux.

IV.2.2. Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduit forcée.

- ❖ Avec les aqueducs, il est fait appel à l'écoulement libre de l'eau, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ;
- ❖ Avec les conduites forcées, il fait appel à l'écoulement sous pression.

Or, pour un écoulement d'un même débit, les pertes de charge seront plus importantes dans une conduite forcée que dans un aqueduc à faible pente présentant le même diamètre, quand le plan d'eau correspond au passage du débit maximal.

En conséquence, si la pente disponible est très faible, et surtout, s'il s'agit d'un débit important à transiter, l'aqueduc apparaîtra a priori, comme étant la solution la plus indiquée.

IV.2.3. Adduction mixte

Lorsqu'un réservoir d'accumulation intermédiaire reçoit, dans un premier temps, l'eau refoulée par une usinée, dans un deuxième temps, l'eau se trouve évacuée par gravité jusqu'au réservoir de l'agglomération, situé à un niveau plus bas. Cette disposition

commandée par la configuration des lieux ou par conception même de l'installation, constitue une installation mixte refoulement – gravitaire.

IV.3. Choix du tracé

Le choix du tracé se base sur les conditions économiques, techniques, et topographiques qui se résument comme suit :

- Dans le but économique du projet, le tracé doit être le plus court possible et chercher un profil en long aussi régulier que possible ;
- Dans le but technique et pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement du matériels lors de la réalisation il est recommandé de suivre les chemins existants (route, piste,...) ;
- Eviter les pentes trop fortes, difficulté d'ancrage des tuyaux;
- Eviter les contre pentes susceptibles de créer des cantonnements d'air au point haut qui sont plus au moins difficiles à évacuer ;
- Eviter les zones rocheuses, une tranchée devra être creusée ;
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes, et afin de minimiser les pertes de charge.

IV.4. Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

- **Aspect technique :** cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
 - Diamètre et pression de service ;
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
 - Adaptation aux terrains de pose ;
 - Bonne étanchéité ;
 - Facilité d'entretien et de mise en service.
- **Aspect économique:** cette faisabilité dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport ;
 - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Les tuyaux les plus couramment utilisés sont les tuyaux en fonte et les tuyaux en acier. Ensuite viennent les tuyaux en béton armé, les tuyaux amiante ciment, les tuyaux en matière plastique.

En fonction du matériau de base, les tuyaux sont classés comme suit:

- Métallique : fonte, acier ;
- A base de ciment : béton armé, amiante ciment ;
- En matière thermoplastique : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEBD).

IV.4.1. Tuyaux en fonte (dite fonte ductile ou fonte grise)

La fonte est un alliage de fer et de carbone dont la proportion varie entre 2.2% à 4%.

L'utilisation des tuyaux en fonte polyvalente, elle se fait en distribution, en assainissement et en irrigation.

Fonte ductile est obtenue en additionnant, au moment de la coulée une très faible quantité de magnésium dont la présence, au sein de la fonte, provoque la cristallisation du graphite sous forme sphéroïdale au lieu de cristaux aplatis comme dans la fonte ordinaire. (Dupont A., 1979)

a-Diamètres normalisés : Les diamètres normalisés des tuyaux fonte sont les suivants (en mm) :

60 - 80 - 100 - 125 - 150 - 175 - 200 - 250 - 300 - 350 - 400 - 450 - 500 - 600 - 700 - 800 - 900 - 1000 - 1100 - 1250. (BONNIN J., 1986)

b- Longueur : Les longueurs courantes de ces tuyaux sont de 6 m pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 800 mm) et de 7 m à partir de 800 mm.

Les fontes ductiles 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 tuyaux en fonte :** Ces tuyaux présentent certains avantages tels que :

- La résistance aux pressions élevées jusqu'à 50 bars pour les diamètres qui ne dépassent pas 600 mm, et 40 bars pour les diamètres supérieurs, Les longueurs courantes de ces tuyaux sont:
 - 06 m pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 800 mm) ;
 - 07 m à partir de 800 mm de diamètre.
- Très rigide et solide ;
- Bonne résistance aux forces intérieures ;
- Longue durée de vie.

✓ **Leurs inconvénients :** sont :

- La fragilité et la corrosion ;
- Très robuste ;
- La non disponibilité sur le marché ;
- Lourdes et très chères ;
- La nécessité des pièces spéciales, les tuyaux sont généralement assemblés par raccords, à emboîtement et à brides. Ces derniers sont réalisés au moyen de joints au plomb, bagues en caoutchouc ou de préparation spéciale.



Fig (IV.1) : Corrosion des conduites

IV.4.2. Tuyaux en acier

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone est compris entre 0,1 % et 1,5 %. L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords est l'acier doux soudable.

Ces tuyaux peuvent être obtenus soit par laminage à chaud sous soudure, à partir d'un bloc de métal transformé peu à peu par plusieurs laminage (jusqu' au diamètre 400 mm), soit à partir de tôle mise en forme à la machine et soudés longitudinalement à l'axe électrique (du diamètre 350 mm), soit encore à partir des bandes enrôlées en hélice et soudées sur le bord à l'axe électrique du diamètre 150 mm jusqu'au diamètre 600mm.

a- Pression : La pression de service dans ces tuyaux peut atteindre. (MOUSSAOUI M. et MEROUANE R., 2013)

- 60 bars jusqu'à 150 mm de diamètre ;
- 50 bars jusqu'à 275 mm de diamètre ;
- 40 bars jusqu'à 400 mm de diamètres.

b- Diamètre et longueur: les diamètres normalisés sont les mêmes que précédemment, les longueurs courantes varient entre 6 à 16 mètres suivant les diamètres.

✓ **Les avantages des tuyaux en acier:** sont :

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

✓ **Leurs inconvénients :** sont :

- Grande sensibilité à la corrosion d'où la nécessité d'assurer une protection extérieure et intérieure ;
- Une durée de vie estimée à 20 ans.

IV.4.3. Tuyaux à base de ciment

IV.4.3.1. Amiante ciment

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire.

Il ressort que les conduites en fonte et en PEHD sont celles qui répondent mieux aux exigences du projet d'étude en matière de pression, de corrosion et de longévité.

IV.4.4. Tuyaux thermoplastiques

Matière plastique est un nom collectif désigne un groupe de matières composées de gigantesque molécules que l'on appelle des macromolécules, prenant naissance par voie synthétique et qui ont été transformé 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 ;
Les matériaux en PVC et en polyéthylène, sont surtout utilisés dans les petits diamètres, sont les mieux adaptés pour les conduites de distributions.

IV .1.4.1. Tuyaux en PVC (chlorure de polyvinyle)

Le PVC est un dérivé de l'éthylène. Le monomère est le chlorure de vinyle de formule : CH_2CHCl .

Le PVC est une poudre blanche, le point de fusion se situe à 150°C et le produit se ramollit à 75°C sa longueur est de 4 m à 6 m.

✓ **Les avantages et les propriétés hydrauliques des tuyaux en PVC**

- 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 ;
- Les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes traditionnels (acier fonte);
- Sont disponibles sur le marché.

✓ **Leur inconvénient** est :

- Le risque de rupture.

IV .4.4.2. Tuyaux en polyéthylène (PE)

Sont issus des hydrocarbures, le polyéthylène résulte de l'association de nombreuse 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.

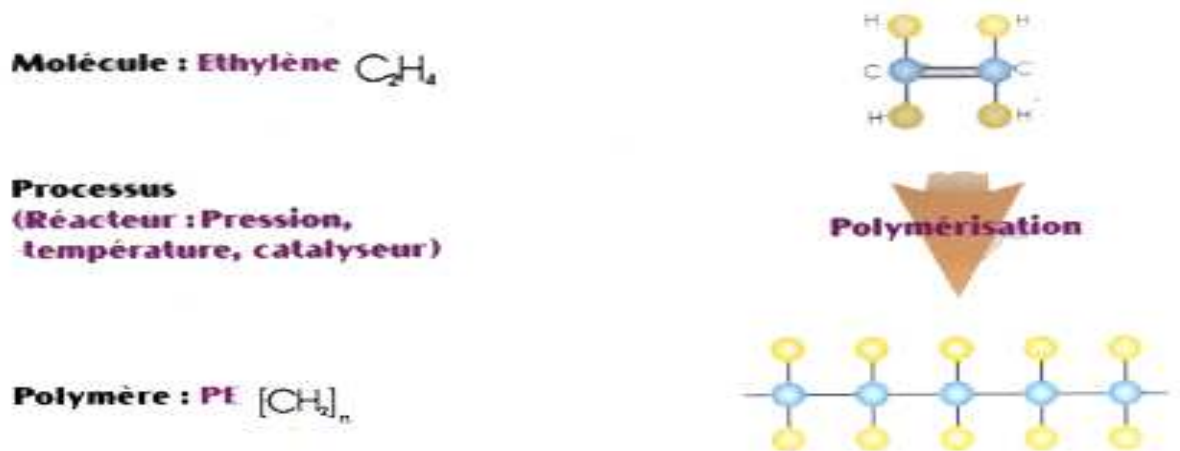


Fig (IV.2) : Le processus d'obtention du polyéthylène

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

Les tubes en PE ont des longueurs de 6m à 12m, pour les diamètres allant de 160 à 400mm.

Le PE est utilisé dans plusieurs domaines tels que :

- Distribution du gaz naturel ;
- Distribution d'eau ;
- Assainissement ;
- Irrigation ;
- Les fluides industriels...etc.

✓ **Les avantages des tuyaux en PE** : sont les suivants :

- Soudure aisée, par les techniques de soudage bout à bout ou par électro fusion étanche ;
- Résistance à la corrosion interne, externe, et microbiologique ;
- Manipulation et installation aisée grâce à sa flexibilité ;
- Possibilité de souder les tubes hors de la tranchée diminuant ainsi la largeur de la tranchée ;
- Résistance aux mouvements de terrain (affaissement en zone minières et au séisme) ;
- Absence d'encroûtement ;
- Bonne résistance à l'abrasion ;
- Coût d'entretien faible (économique) ;
- Manipulation et installation aisée grâce à son faible poids ;
- Tube alimentaire (n'affecte ni le gout ni l'odeur de l'eau) ;
- Résistance au gel ;
- Sans danger pour l'environnement ;

- Bonne caractéristiques hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Durée de vie supérieure à 50ans. (CTTP)

IV .4.4.2.1. Systèmes de raccordement

Il existe trois types de raccords des tubes en PEHD

➤ **Bout à bout**

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PE d'épaisseurs identiques et d'indices de fluidité compatibles entre eux (entre 0,2 et 1,3 g/ 10min).

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'outils chauffants, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues à pression 50 bars, l'une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement qui est de 43 min.

Une bonne soudure bout à bout exécutée correctement reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique.

Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir d'un diamètre 90 mm. (MOUSSAOUI M et MEROUANE R., 2013)



Fig (IV.3) : Bout à bout « Bouteuse »

➤ **Les raccords électro soudables**

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface qui, après assemblage, se trouvera au contact de tube.

Cette résistance est raccordée à une source d'énergie par des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccords, la tension est appliquée aux bornes de raccords et la puissance électrique provoque une fusion des surfaces des deux pièces à assembler.

Un mélange intime entre le tube PE et le raccord assure une cohésion et une étanchéité entre eux.

Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure zéro fuite, néanmoins, il demande certaines précautions à prendre lors de montage. (MOUSSAOUI M. et MEROUANE R., 2013)

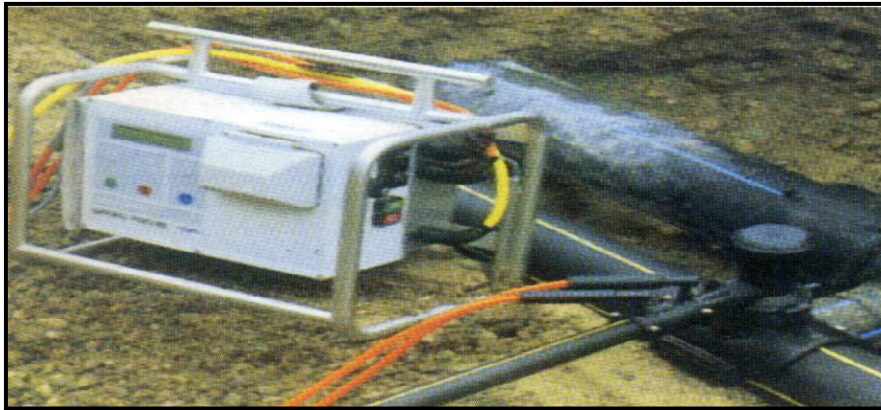


Fig (IV.4) : Accessoires de raccordement d'électro soudage

➤ Les raccords mécaniques

Ces raccords sont soit en matière plastique, soit métallique, ils sont couramment utilisés jusqu'au DN 63 mm, Le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage du raccord.

Ce type de raccordement est conseillé pour les petits diamètres, 90mm au maximum.

Après coupe, ébavurage et Chau-freinage des tubes, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage de raccord.

Il existe donc une gamme de raccords en polyéthylène destinée à :

- L'assemblage des tubes ;
- Le changement des directions ;
- Transition d'un matériau à un autre ;
- Réduction du diamètre.



Fig (IV.5) : Raccordements mécaniques

✓ **Les avantages des raccords en PEHD**

Ils présentent plusieurs avantages, parmi eux :

- Poids spécifique bas ;
- Résistance au choc ;
- Résistance aux rayons UV ;
- Résistance aux agents chimiques ;
- Résistance à l'abrasion ;
- Conforme sanitaire ;
- Une longue durée de vie supérieure à 100 ans.

✓ **Leur Inconvénient**

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

Remarque

Alors que l'acier présente une grande sensibilité à la corrosion, et une durée de vie moyennant 20 ans, la fonte ne résiste pas à la surcharge et aux mouvements du sous-sol qui provoquent le déboîtement des tuyaux ; le PEHD constitue le matériau le plus adapté au transport de l'eau potable. Pour cela, on recommande l'utilisation de ce type de tuyaux pour acheminer l'eau à partir de la station de reprise vers les réservoirs qui alimentent les villages de la zone d'étude.

IV.5. Equipements des conduites d'adduction

Le fonctionnement et l'exploitation d'un réseau d'adduction nécessitent, en service normal comme en cas d'incidents, que l'on dispose d'un certain nombre d'accessoires, dont nous résumons ci-après les principales fonctions.

IV.5.1. Les vannes de sectionnement : permettent la vidange d'un tronçon à part.

IV.5.2. Les ventouses : pour évacuer l'air entraîné par l'eau qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau sans pertes inutiles d'eau, on dispose des ventouses. Il est souhaitable de prévoir des ventouses aussi aux changements des pentes ainsi au cours de tracé des longues parties des conduites ascendantes ou descendantes. On a deux types de ventouse :

- **Ventouses manuelles** : sont constituées d'une prise verticale montée sur la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle.

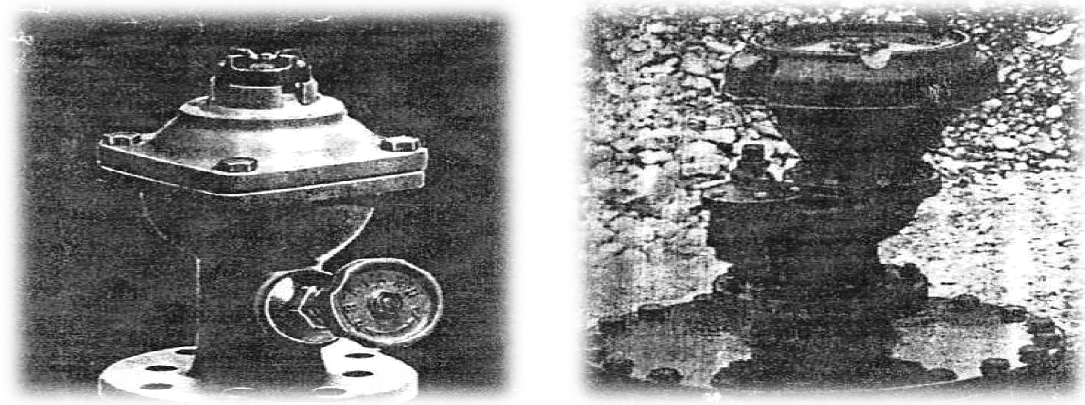


Fig (IV.6) : Ventouses manuelles

➤ **Ventouses automatique** : comporte un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à l'atmosphère par un orifice placé à la partie supérieure de couvercle. (Bouteldja T., Zaghdoud A., 2008)

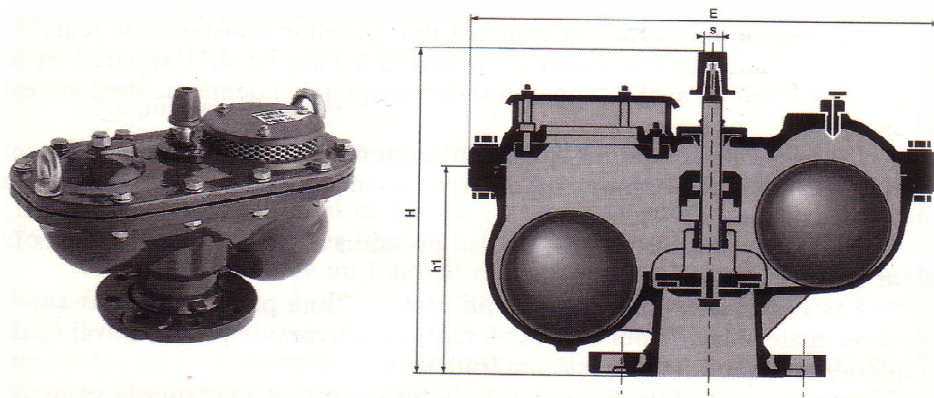


Fig (IV.7) : Ventouses automatiques

IV.5 .3 Robinets de décharges

Ce sont des robinets disposés aux points bas de tracé, en vue de la vidange de la conduite.

Cette évacuation s'effectue à des égouts voisins ; où le point bas se trouve hors de la ville dans le fossé de la route. Ce robinet, comme toutes pièces de ce genre sera posé à l'intérieur de regard à la maçonnerie. Cet appareil doit être facilement accessible.

IV.5.4. Clapet

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 dits soupapes d'une retenues 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. Il existe aussi des clapets en caoutchouc qui sont particulièrement silencieux.

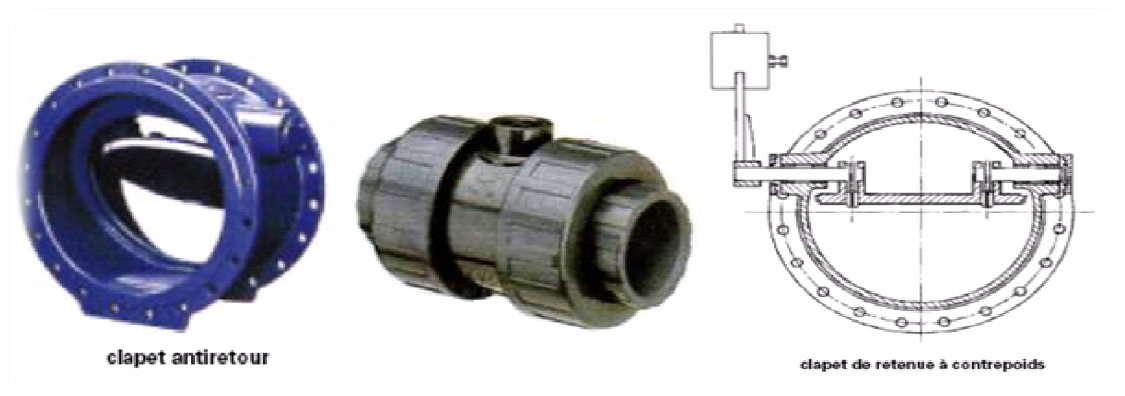


Fig (IV.8) : Clapet anti retour

IV.6. Etude technico-économique

IV.6.1. Diamètre économique

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre, et les frais d'exploitation de la station du pompage, qui décroît quand le diamètre augmente.

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter (comprise entre 0.5 m/s et 2 m/s), ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONIN et BRESSE, ces formules sont données comme suit :

Formule de BONIN : $D = \sqrt{Q}$

Formule de Bresse : $D = 1.5 \sqrt{Q}$

- D : Diamètre de la conduite en mètre;

- Q: Débit véhiculé en m³/s;

IV.6.2. Evaluation des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement(F_a) sont constitués par les prix de revient de conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, [dans notre cas supposons que les prix seront amortis dans une période de 35 ans (durée d'exploitation)], multiplié par le coefficient d'annuité d'amortissement (A).

$$F_a = P.A \text{ (DA)}$$

Où :

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

Avec :

- i : Taux d'annuité adopté égale à **8 %** en Algérie ;
- n : Nombre d'années d'amortissement (**$n = 35$ ans**) ;
- P : Prix de revient total de la conduite en (**DA**) ;
- A : Annuité d'amortissement donnée par la formule.

Donc :

$$A = 0.08 + \frac{0.08}{(1 + 0.08)^{35} - 1}$$

$$A = 0.09$$

Donc

$$F_a = P. 0,09$$

IV.6.3. Evaluation des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation (F_{exp}) sont les coûts de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau de la station de pompage jusqu'au réservoir de tête.

Ils dépendent de la hauteur manométrique totale (H_{mt}) :

$$F_{exp} = E . e \text{ (DA)}$$

Avec :

- F_{exp} : Frais d'exploitation en dinars (**DA**);

- **E** : Energie consommée par la pompe en (**KWh**) ;
- **e** : Tarif de l'énergie électrique donné par les services de SONAL GAZ (**e = 4, 5 DA/KWh**).
- **E** : énergie totale consommée par la pompe, elle est calculée par la formule suivante :

$$E = 365.P.t \quad (\text{kwh/an})$$

Avec :

- **P** : puissance absorbée par la pompe en (**KW**);
- **t** : nombre d'heures de pompage par jour.

L'énergie consommée par la pompe dépend de la hauteur manométrique totale (H_{mt}) qui fait intervenir :

- La hauteur géométrique (H_g) ;
- Les pertes de charge totales de la conduite (j_t).

IV.6.3.1. Calcul de la hauteur géométrique (H_g)

La hauteur géométrique (H_g) est la différence d'altitude entre le plan d'eau de pompage et le lieu à alimenter.

La formule qui nous permet de calculer la hauteur géométrique est la suivante :

Avec :

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

- **H_g** : Hauteur géométrique en (**m**) ;
- **CTP** : Côte trop-plein du réservoir d'arrivée en (**m NGA**) ;
- **0,5** : Lane d'air en (**m**) ;
- **Cr** : Côte radier du réservoir de départ ou de la station de reprise de départ (**m**) ;
- **0,2** : Emplacement de la conduite par apport au fond (**m**)

IV.6.3.2. Calcul des pertes de charge

Le passage d'un débit dans une conduite se traduit par des pertes d'énergie, ces derniers se présentent sous forme des pertes de charge linéaires et pertes de charge singulières.

a. Les pertes de charges linéaires « j_t »

Elles se produisent par le frottement de l'eau contre les parois des canalisations et par le frottement des molécules entre elles (pertes d'énergie hydraulique), et peuvent être calculées à l'aide de l'équation de DARCY-WEISBACH formulée comme suit (BONNIN J., 1986) :

Avec :

$$j_L = \square \frac{L}{D} \cdot \frac{V_m^2}{2g}$$

- $\square$: Coefficient de frottement adimensionnel, qui dépend du régime d'écoulement ;
- **D** : Diamètre intérieur du tuyau (**m**) ;
- **V_m** : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (**m/s**) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur (**m/s²**).

1-Détermination de (λ) : λ est calculé d'après différentes méthodes selon le régime d'écoulement :

↳ **Régime turbulent rugueux** : λ est donné par la formule de NIKURADZE

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1.14 - 2 \log \frac{\varepsilon}{D}$$

Ou :

$$\lambda = \left[1.14 - 0.86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right]^{-2}$$

Formule de NIKURADZE

Avec :

- ε : Coefficient de rugosité absolue du tuyau en (**mm**) ;
- $\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité relative.

↳ **Régime de transition** : λ est donné par la formule de *COLEBROOK-WHITE* (BONNIN J., 1982).

$$\lambda = -2 \ln \left[\frac{\varepsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right]$$

Avec :

- ε : Coefficient de la rugosité absolue du tuyau en (**mm**) ;
- **Re** : Nombre de REYNOLDS.

Dans ce régime « λ » est déterminé par approximations successives.

En première approximation, « λ » est déterminé par la formule de NIKURADZE. La valeur trouvée sera remplacée dans le second nombre de la relation de COLEBROOK WHITE, d'où on aura une nouvelle valeur successive jusqu'à ce que les deux nombres de l'expression mathématique soient égaux.

↳ **Régime laminaire** : λ est indépendant de la rugosité relative, il n'est fonction que du nombre de Reynolds, il est donné par l'expression de Poiseuille (Bonnin J., 1982).

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

1) Détermination du nombre de Reynolds

↳ **Nombre de Reynolds** : C'est une valeur adimensionnelle donnant une idée sur la nature de l'écoulement, elle est donnée par la formule :

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

Avec :

- **V** : vitesse d'écoulement en (m/s) ;
- **D** : Diamètre de la conduite en (m) ;
- ν : Viscosité cinématique de l'eau prise égale à $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à une température $T=20^\circ\text{C}$.

En fonction de la valeur de nombre de Re, nous avons la classification suivante :

- ↳ $Re < 2100$: Régime laminaire ;
- ↳ $2100 < Re < 4000$: Régime transitoire ;
- ↳ $Re > 4000$: Régime turbulent.

↳ **Etude de la rugosité** : La rugosité est liée à la fois à la nature des parois, à leur évolution dans le temps et à la nature de l'eau véhiculée.

Elle se calcule comme suit :

$$\epsilon = \epsilon_0 + \alpha T$$

Avec :

- ϵ : Rugosité recherchée ;
- ϵ_0 : Rugosité à l'état neuf ($\epsilon_0 = 10^{-4}$ pour l'acier) ;
- α : Coefficient de vieillissement des conduite ($\alpha = 3 \cdot 10^{-5} \text{ m/ans}$) ;
- **T** : Durée d'utilisation de la conduite (**T = 30 ans**).

La rugosité relative $\frac{\epsilon}{D}$ est le rapport de la rugosité absolue ϵ au diamètre de la conduite D.

Dans la pratique, ϵ est pris égale :

- ↳ 10^{-3} m pour l'acier ;
- ↳ Pour la fonte ductile $\epsilon = 0.03 \text{ mm}$;
- ↳ Pour le PEHD :
- ↳ Si $D \leq 200 \text{ mm}$, on a $e = 0.01 \text{ mm}$;

☞ Si $D > 200\text{mm}$, on a $e = 0.02\text{mm}$.

b- Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par la singularité (coudes, vannes, clapets et branchements). Sont données par la formule suivante :

$$j_s = \lambda \frac{L_{eq}}{D} \frac{V_m^2}{2g}$$

Avec :

- j_s : Pertes de charge singulières en (m) ;
- λ : Coefficient de frottement ;
- L_{eq} : Longueur équivalente en (m) ;
- D : Diamètre de la conduite en (m) ;
- V_m : Vitesse moyenne de l'écoulement en (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).

On estime la longueur équivalente due aux singularités à 10% à 15 % de la longueur géométrique de la conduite.

c- Pertes de charges totales (J_t) : Les pertes de charge totales le long de la conduite est la somme des pertes de charges linéaires et singulières :

$$J_t = J_L + J_s$$

$$J_t = J_L + 15 \% J_L$$

$$J_t = 1,15 J_L$$

$$j_t = 1,15 \cdot \lambda \frac{L}{D} \frac{V_m^2}{2g}$$

IV.6. 3.3. Calcul de la hauteur manométrique totale(Hmt)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + J_t$$

Avec :

- H_{mt} : hauteur manométrique totale en (m) ;
- J_t : Pertes de charge totales en (m) ;
- H_g : hauteur géométrique en (m).

IV.6.3.4. Calcul de la puissance absorbée(Pa)

Elle est définie comme étant le travail effectué par unité du temps, pour élever un débit Q à la hauteur manométrique totale. Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{\rho g Q H_{mt}}{\eta}$$

Avec :

- ρ : masse volumique en (**Kg/m³**) ;
- g : accélération de la pesanteur (**$g=9.81m/s^2$**) ;
- Q : débit refoulé par la pompe en (**m³/s**) ;
- H_{mt} : hauteur manométrique totale (**m**) ;
- η : Rendement de la pompe ($0.7 \leq \eta \leq 0.8$).

IV .6.3.5. Calcul de l'énergie consommée par la pompe(E)

Elle est donnée par la formule suivante

$$E = P. t .365 \text{ KWh/an}$$

Avec :

- P : puissance de la pompe en(**KW**) ;
- t : Nombre d'heures de pompage par jour (dans notre cas, **$t = 20h$**);
- E : Energie total dépensée par la pompe en (**KWh/an**).

IV.6.4.Bilan des frais (Ft)

Le bilan des frais est calculé pour chaque diamètre incluant les frais d'amortissement et les frais d'exploitation.

Le choix de diamètre est alors porté sur le diamètre ayant le bilan des frais le moins élevé :

$$F_t = F_{exp} + F_a$$

Avec :

- F_t : frais totaux en (**DA**);
- F_{exp} : frais d'exploitation en (**DA**);
- F_a : frais d'amortissement en(**DA**).

IV.6.5 .Etude de l'adduction gravitaire

L'adduction gravitaire se fait par conduites en charge et pour le calcul des diamètres de ces conduites, on fait intervenir quatre paramètres, à savoir :

- ★ Le débit de l'écoulement **Q (m³/s)** ;
- ★ La vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (**m/s**) ;
- ★ Le diamètre de la conduite **D (m)** ;
- ★ Les pertes de charge **j (m)**.

IV.6.5.1. Calcul de la charge disponible (j_d)

$$j_d = (Z_1 + 0,2) - (Z_2 + 0,5) \text{ (m)}$$

Avec :

- j_d : La charge disponible en (m) ;
- Z_1 : Côte de départ (côte radier du réservoir) en (m);
- Z_2 : 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).

IV.6.5.2 Choix de gamme de diamètre

La gamme des diamètres des conduites est déterminée en utilisant les formules de Bonnin et Bresse.

- ★ Expression général : $D = K\sqrt{Q}$
- ★ Formule de Bonnin : $k=1$; $D = 1\sqrt{Q}$
- ★ Formule de Bresse : $k=1,5$; $D = 1,5\sqrt{Q}$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en (m) ;
- Q : Débit maximum à transiter en (m^3/s).

On choisit une gamme des diamètres normalisés disponibles sur le marché, dont les valeurs entourent celles des diamètres calculé.

On utilise l'abaque des pertes de charge de Colebrook ayant le débit, on aura pour chaque diamètre une perte de charge et une vitesse correspondantes.

Nous prenons le diamètre pour lequel la vitesse vérifie la condition d'écoulement:

$$0,50 \text{ m/s} \leq V \leq 1,50 \text{ m/s}$$

IV.6.5.3. Calcul des pertes de charge

Pour calculer les pertes de charge et pour plus de commodité, il y a lieu d'utiliser l'abaque de calcul des pertes de charge dans des tuyaux d'adduction et de distribution en plastique. Cet abaque a été établi en considérant les diamètres intérieurs des tuyaux.

Le procédé de lecture sur cet abaque est le suivant :

Pour un diamètre « D » et un débit « Q » donné. On trace une verticale qui passe par « Q » jusqu'au point d'intersection avec la droite « D » de ce point de jonction on trace une horizontale qui coupe l'échelle des pertes de charge à la valeur recherchée.

IV.6.5.4 .Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée

$$Pr = Cr - (Ctp + jt)$$

Avec :

- **Pr** : Pression en (m) ;
- **jt** : Perte de charge totale en (m).

IV.6.5.5.Calcul de la pression statique du flotteur

Quand l'eau atteint le niveau trop plein dans le réservoir, son écoulement est stoppé par la pression statique du flotteur qui doit rester supérieure à la pression statique de l'eau dans le réservoir d'arrivée cette pression est calculée par la formule suivante :

$$Pf = (Cr + H) - Ctp$$

Où :

- **Pf** : Pression statique du flotteur en (m) ;
- **H** : Hauteur du réservoir du départ en (m).

IV.6.5.6.La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de connaître 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.

IV.7. Etude de projet

IV.7.1. Variante proposé pour la nouvelle chaine d'adduction

Le manque d'eau potable à travers toute la commune de **Makouda** est nettement ressenti, cela est du essentiellement an mauvais fonctionnement de la chaine (M.T.I) (fuites fréquentes sur le réseau, piquage non déclaré) et à l'augmentation de nombre d'habitants.

Le village de Larbaa est essentiellement alimenté du réservoir d'Ichikar vers le reservoir de Larbaa (**50 m³**) avec un debit de transfert de **8.424 m³/h** qui est considéré comme insuffisant par rapport aux besoins du village à l'horizon **2047(29.04m³)**

Pour faire face au déficit d'alimentation en eau potable de notre région d'étude et ce pour l'horizon **2047**, nous avons proposé une nouvelle chaine d'adduction a partir du réservoir de makouda

Ce réservoir (**500 m³**) dessert gravitairement vers un réservoir de transite (**200 m³**) à une cote **405 m** NGA au village Ait Allahoum

Ce réservoir (**200 m³**) dessert gravitairement vers un réservoir de stockage (**50 m³**) qui se trouve à une cote **361 m** NGA à Ait Allahoum qui alimente le village de **Larbaa**

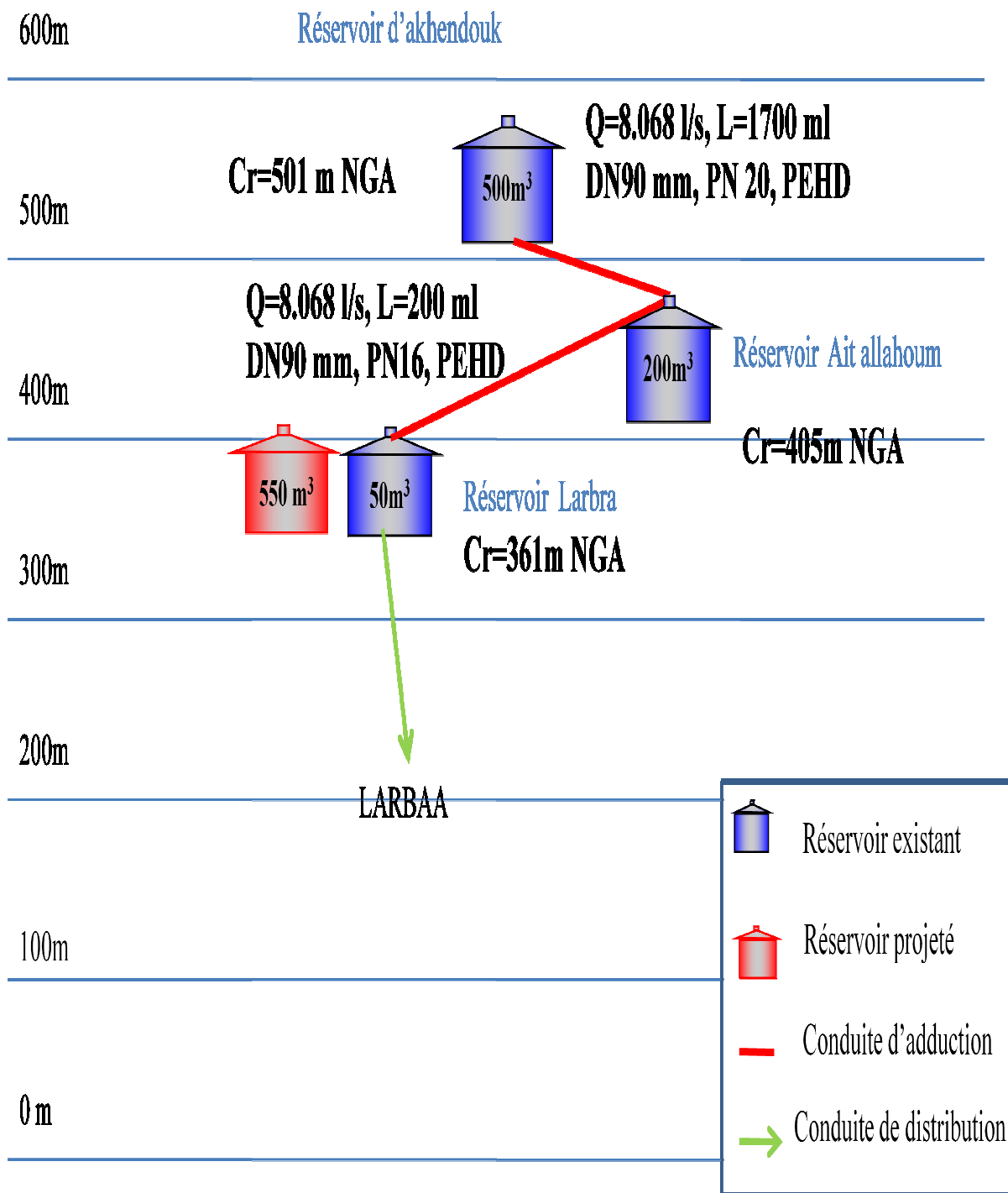
IV.7.2. Répartition des débits

Les répartitions des débits sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau (IV.1) : Répartition des débits

Réservoir	Village / Réservoir desservis	Besoins en eau potable à l'horizon 2043		
		m ³ /j	l/s	m ³ /s
(R1) Makouda	Dessert le R(2) Ait Allahoum	697.132	8.068	0.00806
(R2)Ait allahoum	Dessert le R(3) Larbaa	697.132	8.068	0.00806
(R3)Larbaa	Alimente t Larbaa	697.132	8.068	0.00806

Schéma synoptique de la nouvelle chaîne d'adduction du village de Larbaa



IV.7.3. Calcule des conduites d'adduction par gravité de la nouvelle chaine

IV.7.3.1. Détermination de diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le réservoir (R1) de cote 501 m NGA au réservoir de transit (R2) de cote 405 m NGA.

a. Caractéristique de la conduite

- Longueur de la conduite : $L = 1700 \text{ ml}$
- Débit de Transfer : $Q = 0.008 \text{ m}^3/\text{s}$
- Cote radier de réservoir de départ : $Z_1 = 501 \text{ m NGA}$
- Cote trop plein de réservoir d'arrivé : $Z_2 = 409 \text{ m NGA}$

b. Choix de la gamme des diamètres

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.008} = 0.089 = 89 \text{ mm}$$

$$D = 1.5\sqrt{Q} = 1.5\sqrt{0.008} = 0.134 = 134 \text{ mm}$$

On prend la gamme [90 – 125 – 140]

c. Calcul de la charge disponible

$$J_d = (Z_1 + 0.2) - (Z_2 + 0.5)$$

$$J_d = (501 + 0.2) - (409 + 0.5)$$

$$J_d = 91.7 \text{ m}$$

$$J_d/L = 91.7/1700$$

$$J_d/L = 0.053 \text{ m/ml}$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge (**Annexe4**) des conduites d'adduction en PEHD, on opte pour le diamètre qui permet d'avoir la plus forte perte de charge possible sans dépasser la charge disponible et une vitesse d'écoulement acceptable

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	j/L (mm/ml)	j/L (m/ml)	L(m)	J _t =1.15.J _u .L
90	79.9	0.008	1.64	30	0.03	1700	58.65
125	111		0.84	5	0.005		9.775
140	130		0.60	3.6	0.0036		7.03

Tableau (IV.2) : calcul des pertes de charge (Annexe4)

On prend le diamètre 90 mm car il vérifie les deux conditions,

- ♦ $0,5 \leq V \leq 1,5$
- ♦ La plus forte perte de charge $J_t < J_d$

d. Calcul de la pression au niveau de réservoir d'arrivé Ait Allahoum

$$P_r = C_R - (CTP + J_t)$$

$$P_r = 501 - (409 + 58.65)$$

$$P_r = 33.35 \text{ m}$$

e. Calcul de la pression statique de flotteur

$$P_f = (C_R + H) - C_{TP}$$

$$P_f = (501 + 4) - 409$$

$$P_f = 96 \text{ m}$$

f. Calcul des frais d'amortissement

Tableau (IV.3). Calcul des frais d'amortissement (Annexe 3)

D (mm)	Prix ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	Annuité	F amorts (DA)
90	527.09	1700	896053	0,09	80644.77

Le diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le réservoir (R1) d'Akhendouk et le réservoir (R2) d'Ait Allahoum est le **DN 90 mm à PN 20 bars**, avec une vitesse de **1.64 m/s** dont le matériau utilisé est le **PEHD**.

IV.7.3.2. Détermination de diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le réservoir (R2) de cote 405 m NGA au réservoir de stockage (R3) de cote 361 m NGA

a. Caractéristique de la conduite

- Longueur de la conduite : $L = 200\text{m}$
- Débit de Transfer : $Q = 0.008\text{ m}^3/\text{s}$
- Cote radier de réservoir de départ : $Z_1 = 405\text{m NGA}$
- Cote trop plein de réservoir d'arrivé : $Z_2 = 365\text{ m NGA}$

b. Choix de la gamme des diamètres

$$D = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0.008} = 0.089 = 89\text{ mm}$$

$$D = 1.5\sqrt[3]{Q} = 1.5\sqrt[3]{0.008} = 0.134 = 134\text{ mm}$$

On prend la gamme [90 – 125 – 140]

c. Calcul de la charge disponible

$$J_d = (Z_1 + 0.2) - (Z_2 + 0.5)$$

$$J_d = (405 + 0.2) - (365 + 0.5)$$

$$J_d = 39.7\text{m}$$

$$J_d/L = 39.7 / 200$$

$$J_d/L = 0.1985\text{ m/ml}$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge (**Annexe**) des conduites d'adduction en PEHD, on opte pour le diamètre qui permet d'avoir une faible perte de charge et une vitesse d'écoulement acceptable.

Tableau (IV.4) : calcul des pertes de charge (Annexe 4)

D ext (mm)	D int (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	j/L (mm/ml)	j/L (m/ml)	L(m)	J _t =1.15.J _u .L
90	81.8	0.008	1.52	30	0.03	200	6.9
125	113.6		0.79	5	0.005		1.15
140	127.2		0.62	3.6	0.0036		0.828

On prend le diamètre 90 mm car il vérifie les deux conditions,

- ◆ $0,5 \leq V \leq 1,5$
- ◆ La plus forte perte de charge $J_t < J_d$

d. Calcul de la pression au niveau de réservoir d'arrivé de Larbaa

$$P_r = C_R - (C_{TP} + J_t)$$

$$P_r = 405 - (365 + 6.9)$$

$$P_r = 33.1 \text{ m}$$

e. Calcul de la pression statique de flotteur

$$P_f = (C_R + H) - C_{TP}$$

$$P_f = (405 + 4) - 365$$

$$P_f = 44 \text{ m}$$

f. Calcul des frais d'amortissement

Tableau (IV.5) : Calcul des frais d'amortissement (Annexe3)

D (mm)	Prix ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	Annuité	F amorts (DA)
90	510.71	200	102142	0,09	9192.78

Le diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le réservoir (R2) d'Ait Allahoum et le réservoir (R3) de Labaa est le **DN 90 mm à PN 16 bars**, avec une vitesse de **1.52m/s** dont le matériau utilisé est le **PEHD**.

IV.7.4. Calcul des frais de réalisation de l'adduction

Tableau (IV.6): Récapitulatif des frais de l'adduction

Tronçon	Mode de transport	Matériaux utilisés	Diamètre calculé (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Frais d'adduction (D.A)	Frais totaux (D.A)
R1 → R2	Gravitaire	PEHD	90	1.64	1700	80644.77	89837.55
R2 → R3		PEHD	90	1.52	200	9192.78	

IV.8.Conclusion

Le dimensionnement des conduites d'adduction (gravitaire), à été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Les frais de réalisation s'élèvent à **87331.41.**

Pour le matériau utilisé, vu l'agressivité des sols de la région, notre choix s'est porté sur le PEHD pour les avantages qu'ils présentent : la résistance à la corrosion, élasticité, durée de vie assez longue...etc.

V.1 Introduction

Une bonne mise en place des conduites doit assurer leur protection contre la corrosion, leur stabilité ainsi que leur durabilité, et un bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable. Dans ce chapitre on va exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection.

V.2. Les différents types de pose des conduites

Le choix de type de pose des conduites dépend de plusieurs facteurs dont :

- La topographie du terrain ;
- La disposition des lieux et les différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

Les types de pose des conduites sont :

- ★ Pose en terre ;
- ★ Pose en mauvais terrain ;
- ★ Pose en galerie ;
- ★ Traversée des routes ;
- ★ Traversée d'une rivière ;
- ★ Pose à proximité d'une conduite d'assainissement. (*BELHOUARI O et BEN YACOUB D., 2011*)

V.2.1. Pose en terre

Il est nécessaire d'effectuer l'opération dans une tranchée de largeur suffisante pour que les ouvriers puissent y disposer les tuyaux commodément, il est recommandé d'élargir la tranchée dans le but de faciliter le travail et surtout dans les endroits des joints.

V.2.2. Pose en mauvais terrain

Lorsque le terrain est marécageux; et afin d'éviter les affaissements (tassement) qui affecteraient la conduite ou désassembleraient les joints ; il est préconisé de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé (on doit trouver des solutions) :

a. Cas d'un terrain peu consistant

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non, avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non, en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol, voir Fig. (V.1).

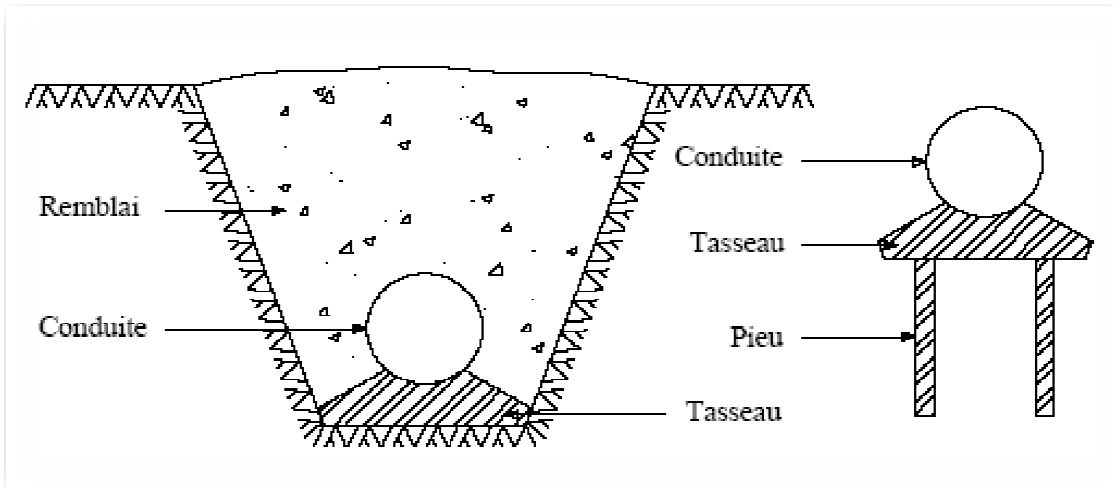


Fig (V.1) : Pose de conduites dans un terrain peu consistant

b. Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$ ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.



Fig(V.2): Pose de conduites dans un terrain agressif

V.2.3. Pose en galerie

C'est une technique de pose appliquée surtout dans les villes où les agglomérations disposants déjà des galeries souterraines (égouts, galerie spéciale visible...etc.).

C'est une technique très répandue dans les villes, par contre elle est rare dans la campagne.

Pour ce type de pose les conduites doivent être posées sur des consoles en fontes d'aluminium scellé dans des pieds droits pour les petits diamètres, et sur tasseau pour les grands diamètres dans le cas des galeries sèches spéciales.

Il existe deux types des galeries souterraines :

a. Les galeries visibles: Elles sont des constructions souterraines acheminant divers fluides, au moyen d'une ou de plusieurs conduites représentant différents niveaux hiérarchiques de distribution.

b. Le caniveau technique: il est évident qu'en pleine campagne, la pose en galerie sera rare, excepté les cas d'un passage sur un ouvrage d'art, un point par exemple sur lequel un niveau sera réservé sous le trottoir pour le passage des canalisations.

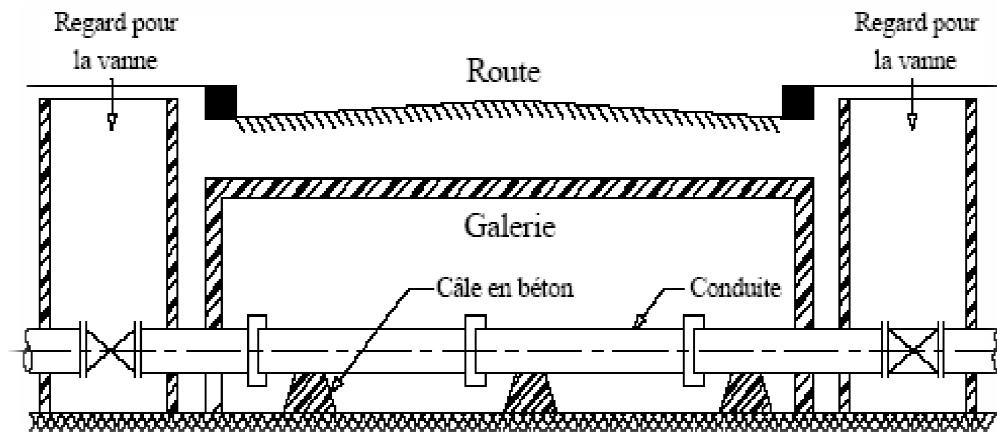


Fig (V.3) : Pose de canalisation en galerie

V.2.4. Pose des conduites à la traversée de la route

Dans le but de protéger la canalisation et d'éviter sa rupture qui est provoquée après des infiltrations nuisible à l'intérieur des conduites en cas où elle traverse la route, il existe deux solutions :

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

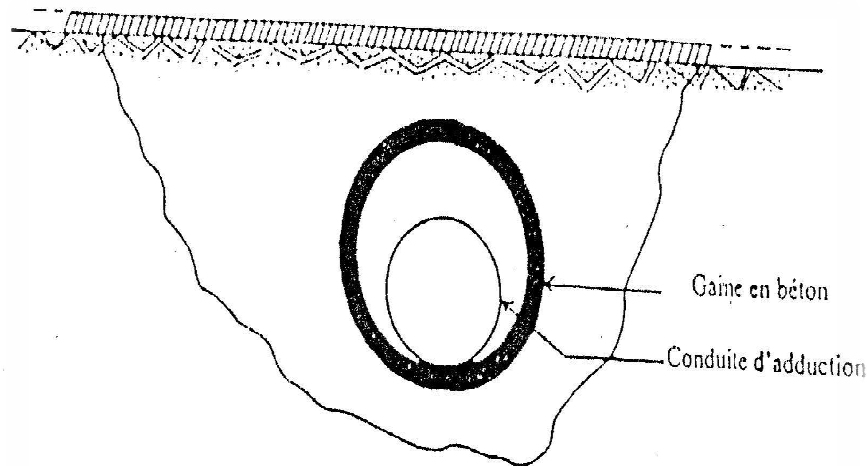


Fig (V.4) : Traversé d'une route au moyen d'une gaine

b. Par enrobage dans le béton : dans ce cas où les tuyaux sont complètement couverts de Béton.

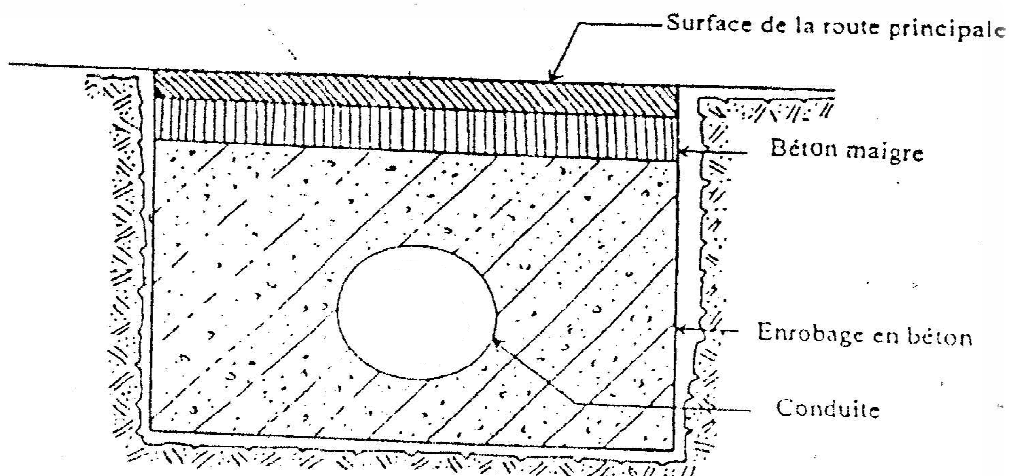


Fig (V.5) : Traversé d'une route au moyen d'enrobage dans le béton

V.2.5. Pose de conduite à la traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux pour bien stabiliser les conduites en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction.

★ Si le pont route n'existe pas, alors la canalisation pourra suivre le lit de la rivière posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux....etc.) et couverte pour être protégée contre les chocs.

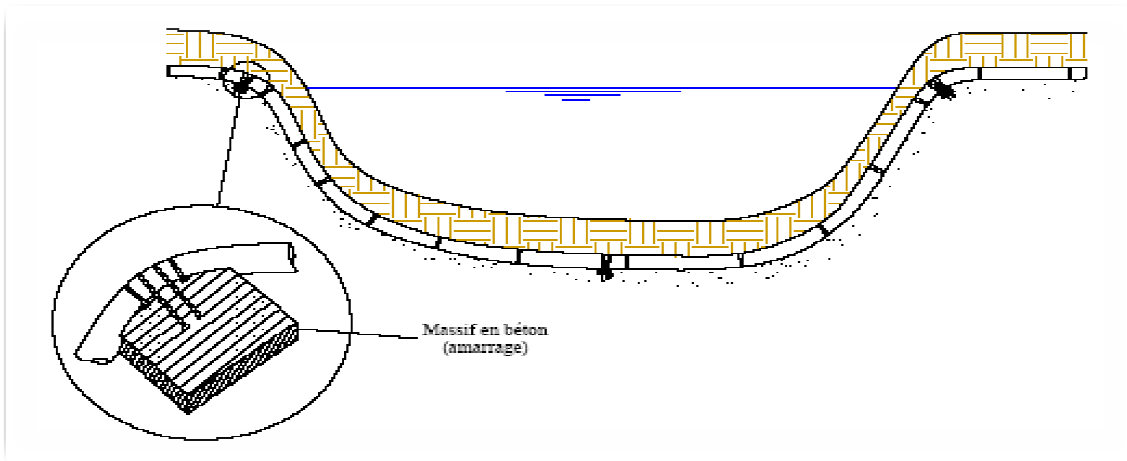


Fig (V.6) : pose des conduites à la traversée d'une rivière

V.2.6. Pose de canalisation proche d'une conduite d'assainissement

Lorsque la pose des conduites de distribution et celle d'assainissement sont placées dans la même tranchée, il faut placer les tuyaux des eaux potables au-dessus des eaux usées.

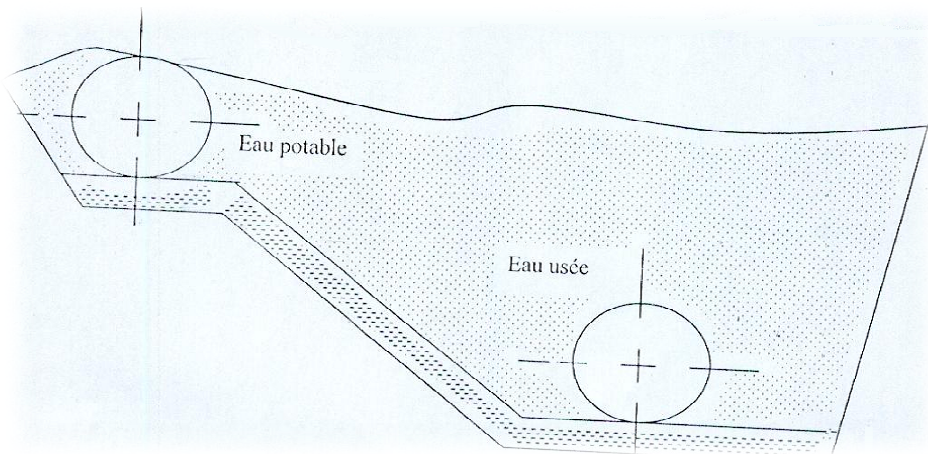
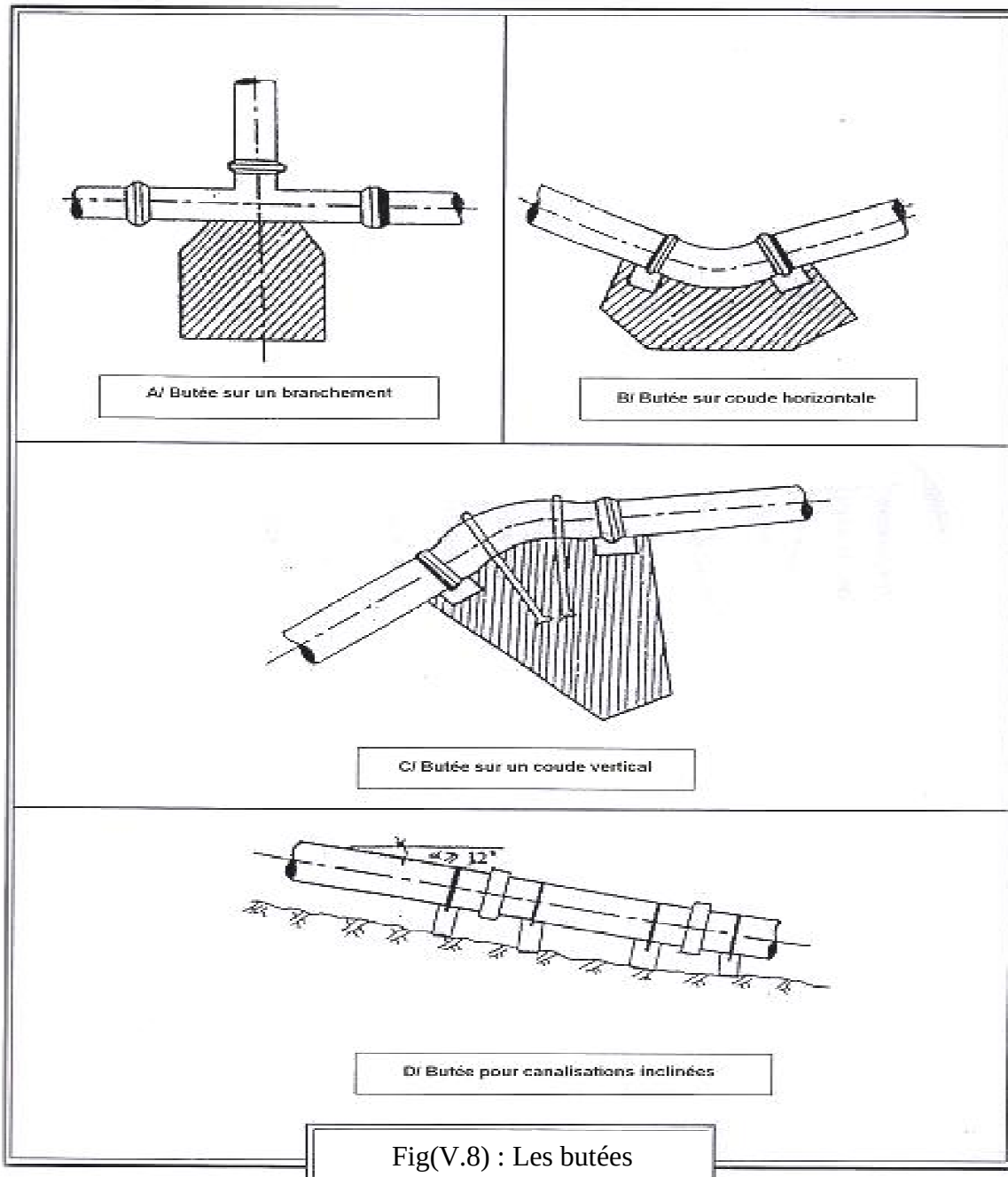


Fig (V.7) : Pose de canalisation proche d'une conduite d'assainissement

V.2.7. Butée et amarrage

C'est une disposition spéciale rencontrée dans la pose des conduites utilisées dans le changement de direction où 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 extrémité (réseau de distribution), on construit alors des massifs en béton qui, par leur poids, s'opposent au déboitement des joints.



V.3. Les différentes étapes de mise en place des canalisations

V.3.1. Réalisation de fouilles

V.3.1.1. La largeur de la tranchée

La largeur doit être suffisante (0.6m minimum) pour faciliter les travaux, elle est en fonction de diamètre de la conduite, en laissant 0.3m de chaque côté de celle-ci.

On peut calculer la largeur de la tranchée, en utilisant la formule suivante :

$$B = D + [2 \cdot (0,3)]$$

Avec :

- **B** : largeur de la tranchée en (m);
- **D** : diamètre de la conduite en (m);
- **0,3** : l'espace laissé de chaque côté en (m).

V.3.1.2. La profondeur de la tranchée

Dans le but de protéger les conduites contre les variations de la température et les risques d'écrasement sous l'effet des charges et surcharges, la profondeur de la tranchée doit être suffisante et varie entre 0.60m à 1.2m.

Pour la calculer on utilise la formule suivante :

Avec :

- **H** : profondeur de la tranchée en (m) ;
- **H₁** : profondeur du lit de pose prise égale à **0.2m** ;
- **H₂** : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite et le niveau du terrain naturel en (m) ;
- **D** : diamètre de la conduite en (m).

$$H = H_1 + D + H_2$$

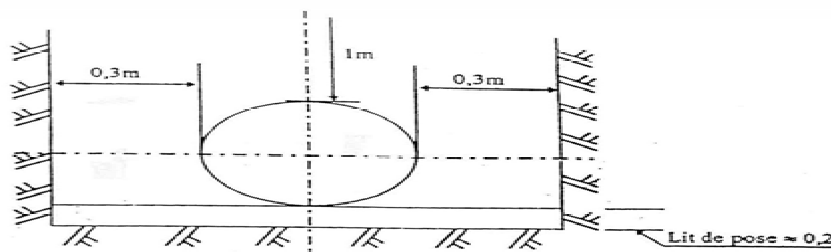


Fig (V.9) : Largeur de la tranchée

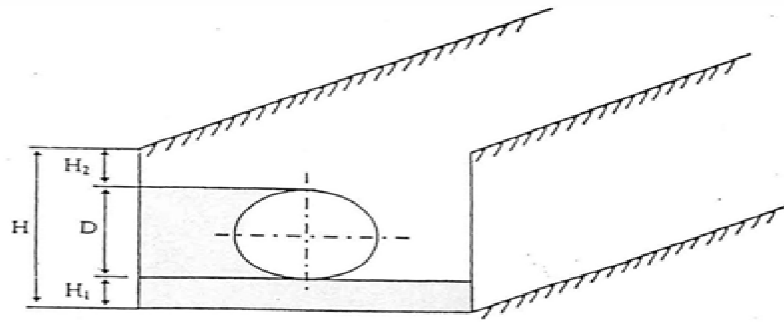


Fig (V.10) : Profondeur de la tranchée

V.3.1.3. Le lit de pose

Le fond de la fouille est recouvert d'un lit de pose de 0.15 à 0.2m d'épaisseur bien nivelé suivant les côtes du profil.

Ce lit est composé de :

- ★ Gravier dans les terres ordinaires ;
- ★ Pierre cassée à l'anneau de 5cm pour former des drains dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- ★ Par un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente. [12]

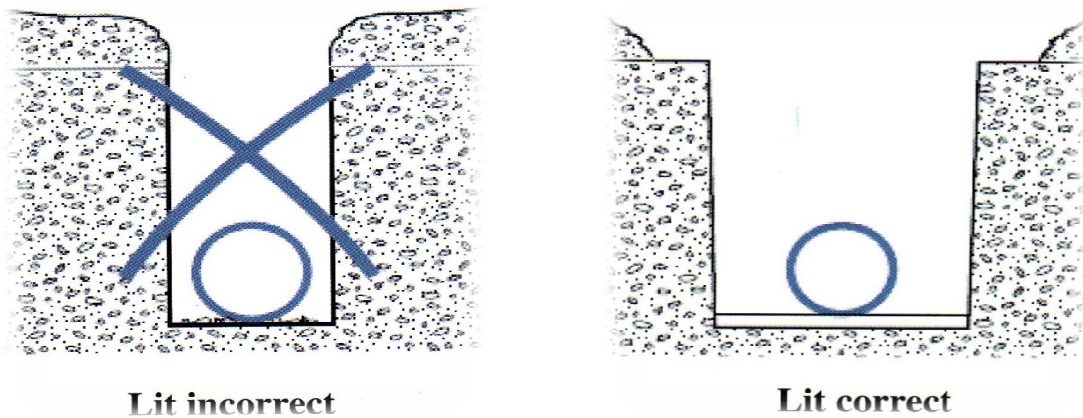


Fig (V.11) : Lit de pose

V.3.1.4. L'assise

Au-dessus du lit de pose et jusqu'à la hauteur de l'axe de la canalisation, le matériau de remblai est poussé sous les flancs de la canalisation et compacté de façon à éviter tout mouvement de celle-ci et lui constituer l'assise prévue.

L'ensemble du lit de pose et l'assise constituent l'appui. (BELHOUARI O et BEN YACOUB D., 2011)

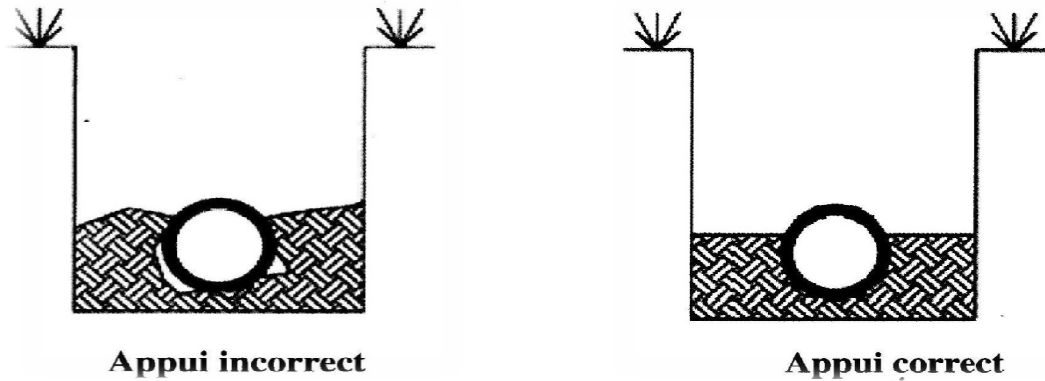


Fig (V.12) : Appui des conduites

V.3.2. Préparation de canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs, et de les débarrasser de tous corps étrangers. Pour faciliter le nivellement, ils sont calés sur du bois avant l'exécution des joints. Dans le cas des conduites en acier de petit diamètre, la soudure des joints est exécutée au-dessus des fouilles, où les tuyaux se trouvent maintenus par du bois disposés en travers de la tranchée. (BENCHIKH F. et BENTYEB K., 2010)

V.3.3. Epreuve des joints et de la canalisation principale

Lorsque les conduites installées atteignent une longueur de **300 à 400m**, elles doivent être soumises à un essai à la presse hydraulique, dans le but de s'assurer de l'étanchéité des joints.

Cette épreuve est soumise à ces conditions :

- La pression d'épreuve doit être généralement égale à **1,5** à celle à laquelle sera soumise réellement la conduite.
- En utilisant une pompe d'épreuve avec une durée de **30minutes** ;
- La conduite est mise en eau progressivement en assurant une purge correcte ;
- Le remplissage des conduites par la partie basse pour que l'air puisse s'évacuer facilement vers le point haut où l'on aura déposé une ventouse ;
- La diminution de pression ne doit pas être supérieure à **0.2bars**.

V.3.4. Essai général du réseau

L'essai général du réseau est une étape très importante pour l'adduction dans le but de connaître son degré d'efficacité, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire d'un réservoir, les robinets et les vannes de branchement et de raccordement étant fermées.

Après 48 heures de mise en pression, les pertes de charge par rapport à la capacité du réseau sont constatées, elle ne doit pas dépasser 20%.

V.3.4.1. Remblaiement de la tranchée

La mise en place du remblaiement est effectuée manuellement, en bourrant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées avec la terre des déblais éliminées de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations, soit avec tous matériaux pulvérulents convenables.

Le remblaiement est ainsi poursuivi de la même façon jusqu'à 0,3 m au-dessus de la conduite et il est achevé avec tout venant à l'aide d'engins mécaniques.

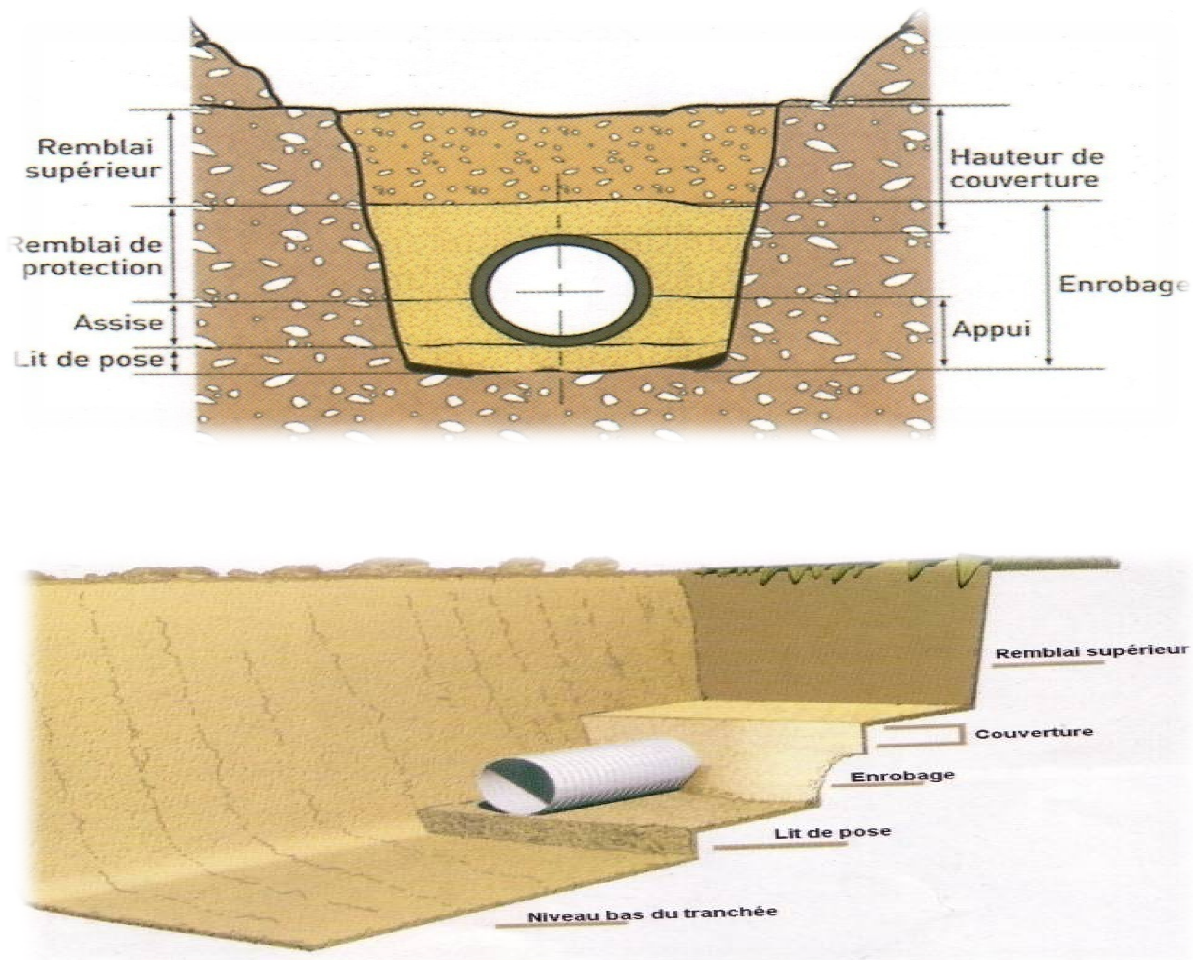


Fig (V.13) : Remblayage de la tranchée

V.3.4.2. Désinfection du réseau

Avant de mettre en fonction un réseau d'adduction, une fois les travaux d'adduction et de distribution sont terminés, il faut bien procéder à un nettoyage et un rinçage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose.

La meilleure méthode de désinfection est le nettoyage mécanique en utilisant un racleur en mousse.

On utilise aussi un ensemble des produits désinfectants, on peut les identifier comme suit :

- ★ Permanganate de potassium ;
- ★ Hypochlorite de calcium ;
- ★ L'eau javel

Il faut toujours respecter le temps de contact minimum pour l'opération de désinfection, ce temps dépend de :

- Produit utilisé ;
- La dose introduite.

Enfin lorsque l'opération est terminée, on doit rincer tout le réseau avec de l'eau claire.

V.4. Protection des conduites contre la corrosion

V.4.1. Définition

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 ou fils de rouille, annonçant la diminution de l'épaisseur du métal.

Les conduites sanitaires en acier les plus couramment utilisées en milieu résidentiel sont en acier et en cuivre. Généralement, la corrosion de l'acier se manifestera dans un premier temps par la présence d'eau rouge lors du soutirage des premières eaux, le phénomène s'intensifiera jusqu'à l'apparition de fuites. La corrosion des conduites en cuivre est plus rare mais ne présentera pas de signe avant-coureur flagrant.

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier.

V.4.2. Facteurs et causes de la corrosion

Les principales causes qui peuvent engendrer le phénomène de corrosion des conduites en acier sont :

- ★ La formation des couples électrochimiques par les anodes et les cathodes ;
- ★ Présence dans l'eau l'oxygène et le gaz carbonique ;
- ★ L'eau n'a pas un caractère corrosif mais certains éléments qui lui confère ont les effets importants sur la corrosion ;
- ★ pH de l'eau dépend de la teneur en CO_2 et H_2S ;
- ★ la nature du sol ;
- ★ les installations électriques qui sont situées au voisinage des réseaux d'alimentation.

Exemple : $\text{pH} < 10 \rightarrow$ L'eau a l'effet corrosif envers l'acier, alors dans le but de diminuer ou d'arrêter la corrosion, on est obligé d'augmenter le pH de l'eau par l'intervention sur son oxydation.

- ★ La température : la forte variation de la température provoque l'augmentation de dégradation des conduites en acier par le phénomène de corrosion.
- ★ Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent seront constamment attaquées si ne sont protégées.

V.4.3. Les type de corrosion

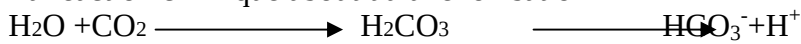
Il existe deux types de corrosion qui sont :

V.4.3.1. La corrosion chimique

Elle est le résultat de la présence dans l'eau de gaz dissout tel que :

- ★ Dioxyde de carbone (CO₂) ;
- ★ L'oxygène(O₂).

La réaction chimique aboutit à une ionisation



Ces réactions chimiques conduisant à une augmentation de concentration des ions, ce qui provoque une diminution de pH, ce qui engendre à son tour une attaque chimique dès qu'il y'a une combinaison directe du métal et du milieu ambiant.

V.4.3.2. La 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 engendrées par la juxtaposition de masse humide et saline (milieu ambiant où baigne 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 :

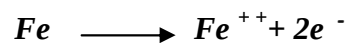


Fig (V.14) : Conduite corrodée (corrosion interne)

V.4.4. Moyens de lutte contre la corrosion

V.4.4.1. Protection externe

Une bonne protection d'un réseau en acier consistera, d'abord, à ne mettre en terre que des tuyaux convenablement revêtus d'une enveloppe isolante et, par ailleurs, à assurer au droit des joints, une parfaite continuité de cet enrobage. La pose des conduites sera effectuée avec tout le soin désirable en vue d'éviter la détérioration de cette protection.

Il existe plusieurs procédés pour empêcher ou du moins amoindrir la corrosion ; les trois principaux procédés examinés respectivement sont les suivants :

- ★ Traitement du milieu ;
- ★ Revêtements ;
- ★ Protection cathodique.

Il convient d'utiliser l'une de ces trois méthodes. Il faut vérifier si le terrain est prêt pour installer des ouvrages supplémentaires, comme pour le cas de la protection cathodique.

V.4.4.1.A. Traitement du milieu

Le traitement de milieu corrodant peut être destiné à provoquer l'apparition des dépôts qui protègent et adhèrent aux conduites d'une façon continue.

Ces dépôts peuvent être composés de carbonates de calcium qui se forme sur les parois métalliques. Ce composé est constitué à partir des éléments majeurs fondamentaux de l'eau transportée.

V.4.4.1.B. Revêtements

Pour que les réactions anodiques et cathodiques ne se produisent pas, on isole le métal du milieu corrodant à l'aide de revêtement. Ces derniers peuvent être soit des métaux ou alliages moins sensibles à la corrosion, soit des matières plastiques ou des peintures ou soit des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique).

➤ Protection cathodique par anode réactive

Elle consiste à relier la conduite à une pièce du métal plus électro-négatif que le fer, de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode.

Ces anodes réactives seront disposées dans les zones de terrain agressif ; ce sont des cylindres de 15 à 30 Kg que l'on enfouit dans le sol, à 3 m environs de la conduite, entourés d'une bouillie à base d'argile colloïdale qui permet d'entretenir autour de l'anode une humidité favorable. Elles sont reliées à la conduite par un câble isolé. De place en place, on dispose des bornes de contrôle pour vérifier les potentiels.

L'espacement des anodes est fonction de la surface de la canalisation à protéger, de la densité de courant de protection nécessaire et du débit probable de l'anode.

- Ce dispositif convient pour la protection de tronçons de petit diamètre et de faible longueur. Il ne convient plus dès que l'on se trouve en présence de courants vagabonds. (Chetouane S et Kachi S., 2008)

➤ Protection cathodiques par soutirage de courant

La conduite est reliée à la borne négative d'une source électrique de courant continu, la borne positive étant raccordée à une prise de terre constituée ordinairement par les vieux rails enterrés dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite, une centaine de mètres, par exemple.

Le courant, en quittant la prise de terre, regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique des vieux rails. (Chetouane S et Kachi S., 2008)

- Ce dispositif permet de protéger efficacement des réseaux de toute nature en présence de courant vagabonds.
- Ce dispositif convient pour la protection de tronçons de petit diamètre et de faible longueur. Il ne convient plus dès que l'on se trouve en présence de courant an vagabond

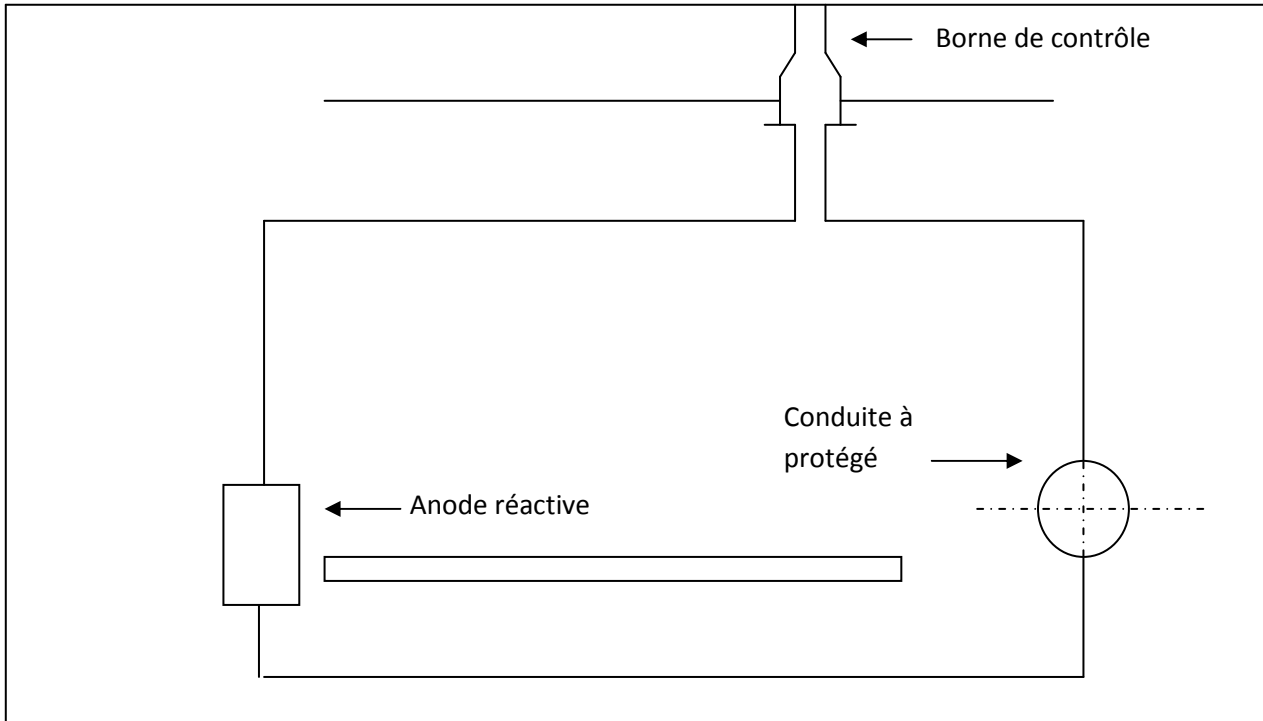


Fig (V.15) : Méthode de protection par anode réactive

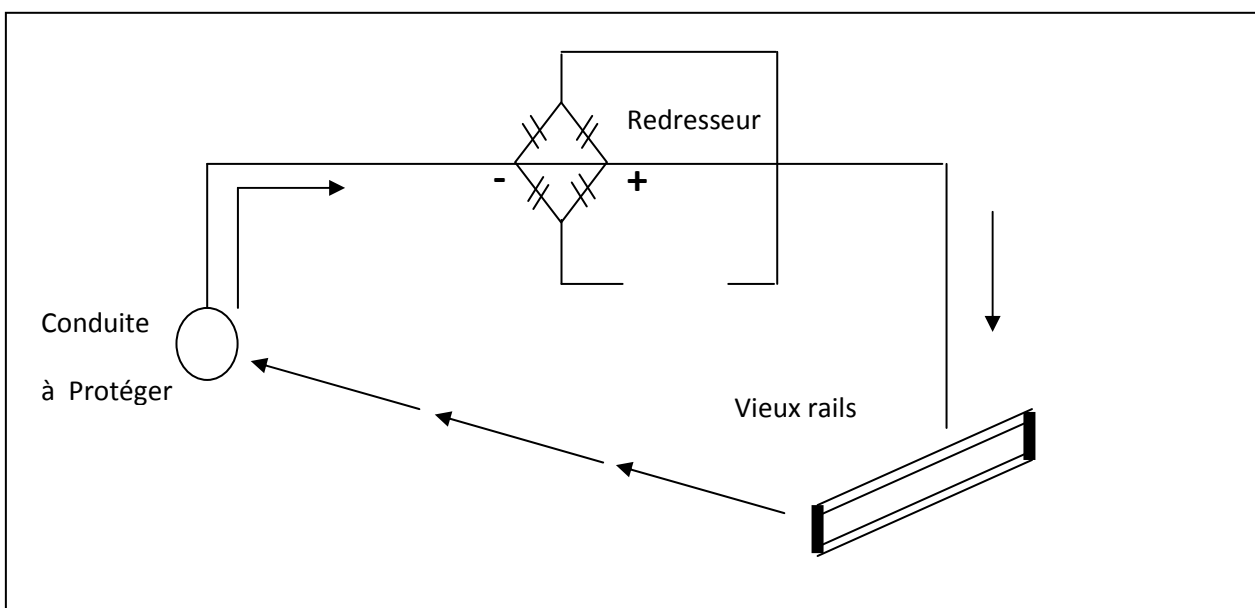


Fig (V.16) :Méthode de protection par soutirage de courant

V.4.4.2. 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.

La présence du fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut également, être la cause de perforations.

En conséquence, il faut prendre garde aux eaux présentant à la fois une faible résistivité et une teneur en fer, même faible. Ces eaux sont capables de détériorer rapidement un réseau, alors que des eaux de pH acide, mais faiblement minéralisées, tout en attaquant le tube chimiquement, seront parfaitement tolérées.

Il y'a lieu d'éviter toutes les entrées d'air ou dégagement gazeux (aspiration défectueuse des pompes).

En vue de remédier aux inconvénients cités précédemment, 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.

Par ailleurs, le projeteur devra étudier son réseau de façon à éviter les faibles vitesses ; si non, des dispositions devraient être prises pour que des chasses puissent être pratiquées de temps à autre. L'évacuation de l'air aux points hauts et le maillage des conduites devront être assurés au maximum. (Chetouane S et Kachi S., 2008)

Enfin, lors de la réalisation, les travaux devront être suivis attentivement, la pose de la canalisation, en particulier : joints correctement exécutés, pose bien nivelée,...etc.

Enfin, l'exploitation joue un rôle important dans le maintien en bon état d'un réseau et il importe qu'elle soit confiée à un personnel hautement compétent et qualifié.

V.5.Conclusion

Un meilleur réseau d'adduction c'est celui qui résiste plus durant une longue période, c'est pour cela il doit répondre aux conditions étudiées avant ; dont la plus importante c'est le choix de matériau des conduites, dans notre cas, on propose d'utiliser le PEHD qui a les caractéristiques suivantes :

- ★ Une haute densité ;
- ★ Il est le plus économique et le plus commercialisé sur le marché algérien ;
- ★ Un matériau qui évite le phénomène de corrosion.

VI.1. Introduction

Après le captage de l'eau du barrage, il est indispensable de mettre en réserve une partie de cette eau afin de régulariser le débit dans les ouvrages qui précèdent et assurer une sécurité de panne. Ce stockage se fait dans des réservoirs spéciaux.

VI.2. Rôle du réservoir

L'existence du réservoir dans un réseau d'A.E.P joue un rôle important, où les avantages qu'il présente à savoir :

- ✓ Régularisation de l'apport d'eau de la consommation variable dans les différents heures de la journée, ainsi que la pression dans le réseau de distribution et dans le fonctionnement des pompes ;
- ✓ En cas d'accident sur une conduite d'adduction, le réservoir permet de satisfaire la demande en eau des consommateurs ;
- ✓ Il constitue un volant, qui permet d'assurer aux heures de pointes les débits maximums demandés, de plus il permet de combattre efficacement les incendies

VI.3.Fonction des réservoirs

Les fonctions d'un réservoir dans un système d'alimentation en eau potable sont de deux natures complémentaires l'une à l'autre à savoir :

- Des fonctions techniques ;
- Des fonctions économiques ;

VI.3.1. Fonctions techniques d'un réservoir

- Le réservoir assure la continuité de l'approvisionnement en eau, étant donné les répercussions susceptibles d'être provoquées par un arrêt de distribution de l'eau conséquent à un arrêt de pompage suite à :
 - un accident au niveau de la conduite principale d'adduction ou même un simple nettoyage ;
 - un accident au niveau de la prise d'eau ;
 - une coupure d'électricité.
- Le réservoir est un régulateur de pression et de débit ;
- Le réservoir joue le rôle d'un réacteur chimique à la sortie d'une usine de traitement ;
- Le réservoir assure un volume d'eau pour combattre les incendies

VI.3.2 : Fonctions économiques d'un réservoir

- Réduction du coût de l'installation sur les ouvrages de production ;
- Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes ;

Grâce aux réservoirs, le pompage peut avoir lieu la nuit pendant les heures creuses de la SONELGAZ

VI.4. Prescriptions sanitaires

Hormis leur rôle précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- ★ Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation ;
- ★ Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température ;
- ★ Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité ;
- ★ Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir ;
- ★ L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables ;
- ★ Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés ;
- ★ En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches ;
- ★ Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à maille d'un millimètre au maximum).

VI.5 .Emplacement des réservoirs

Le choix du site d'implantation d'un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques et économiques et dépend aussi des conditions de la topographie et de la nature du sol (résistance et non rocheux), en effet, l'objectif recherché est de prévoir à réaliser un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu coûteux.

Pour cela on se forcera de respecter les conditions suivantes :

- ★ Pour des raisons économiques, il est préférable que ce remplissage se fasse par gravité, ce qui implique qu'on peut le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ;
- ★ En plaine, ils doivent être au centre de gravité de l'agglomération et surélevés pour que la cote radier soit supérieure à la cote piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution, en terrains accidentés, l'emplacement sera sur un site dont la cote excède celle des maisons les plus hautes d'une valeur suffisante (10 à 20m) pour assurer une alimentation directe par simple gravité ;

★ Le souci esthétique devrait conduire le plus souvent à la construction des réservoirs souterrains. L'économie nous pousse à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais de terrassement sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère. Mais le meilleur emplacement ne sera déterminé qu'après une étude locale qui tiendra compte des frais des facteurs économiques, esthétique des couts des conduites, des réservoirs et éventuellement des stations de pompages.

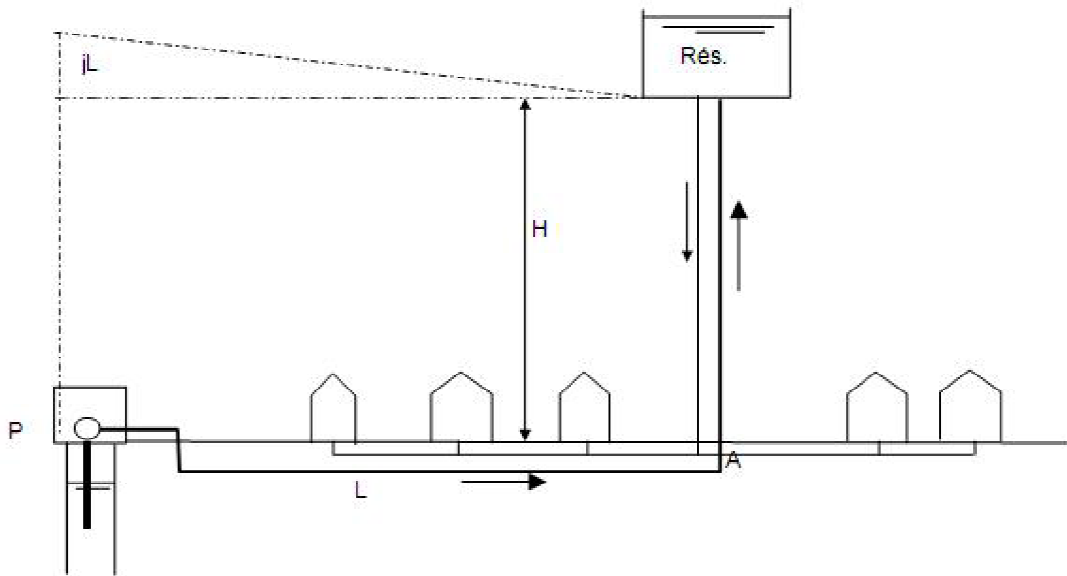


Fig (VI.1): Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération

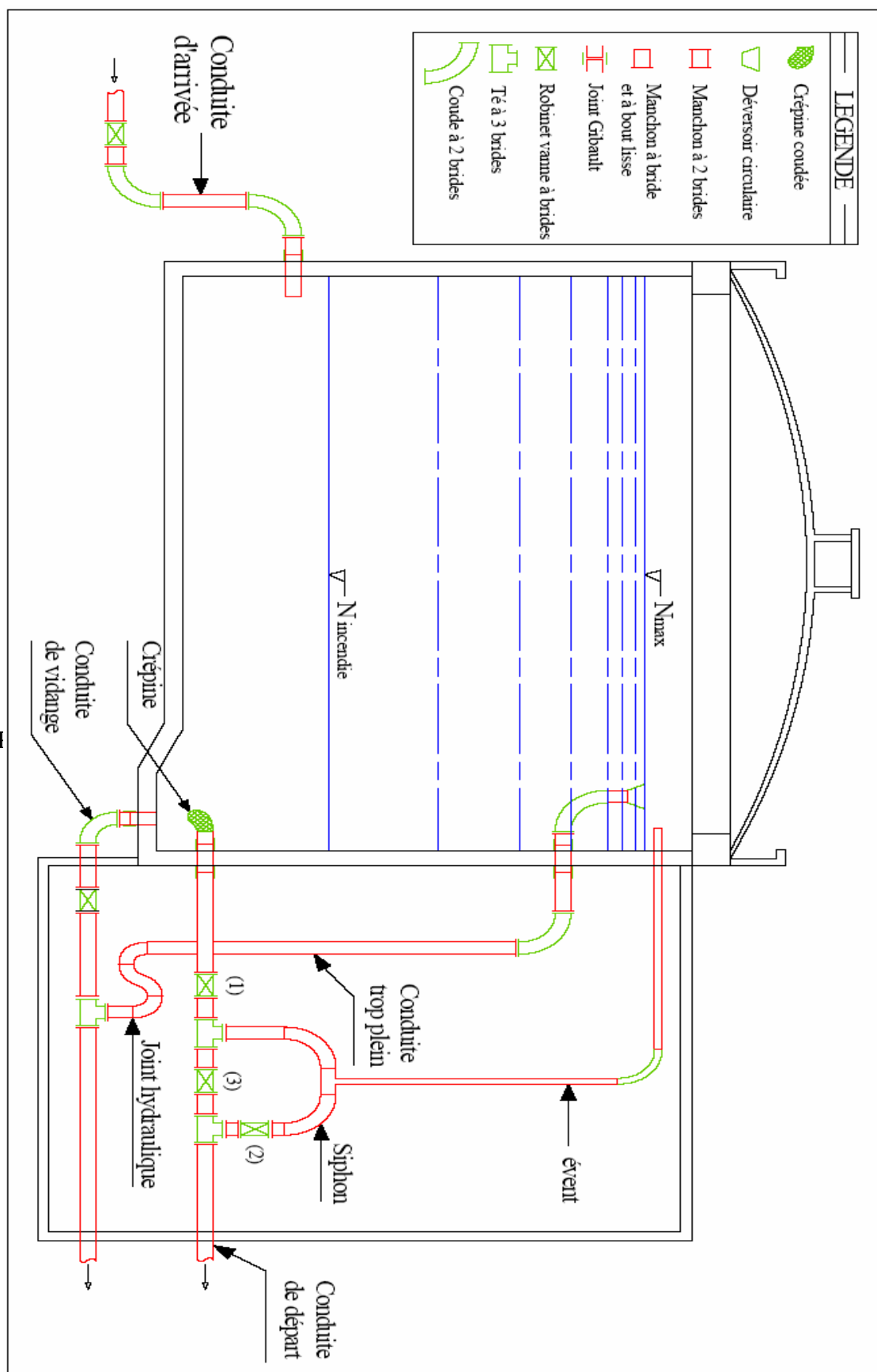


Fig (VI.2) : Schéma d'un réservoir au sol

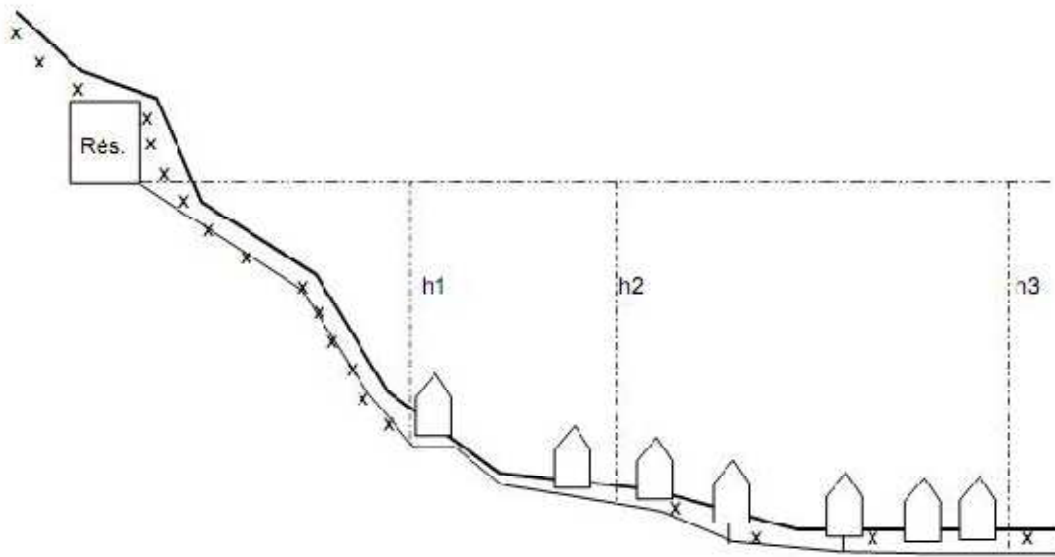


Fig (VI.3) : Emplacement du réservoir en altitude

VI.6. Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon :

VI.6.1. Les matériaux de construction

Cette classification est basée sur la nature de matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoirs métalliques ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoirs en béton ou précontraint

VI.6.2. La situation des lieux

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

- Réservoirs enterrés ;
- Réservoirs semi enterrés ;
- Réservoirs surélevés, sur tour.

VI.6.3. L'usage

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

- Réservoirs d'accumulation et de stockage ;
- Réservoirs d'équilibre ;
- Réservoirs de traitement.

VI.6.4 Détermination de la forme et proportion des réservoirs

A- 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 majeurs.

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.

B- Hauteur d'eau : La hauteur d'eau est limitée le plus souvent entre 3 et 6 m, l'optimum, pour les agglomérations d'importance petite et moyenne. Pour les réservoirs de grandes capacités (villes importantes) la hauteur d'eau peut atteindre 7 à 10 m.

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 :

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.

VI.7. Equipements des réservoirs

Les réservoirs sont équipés de :

VI.7.1. Conduite d'adduction

La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obstruer quand l'eau atteint dans la cuve 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.

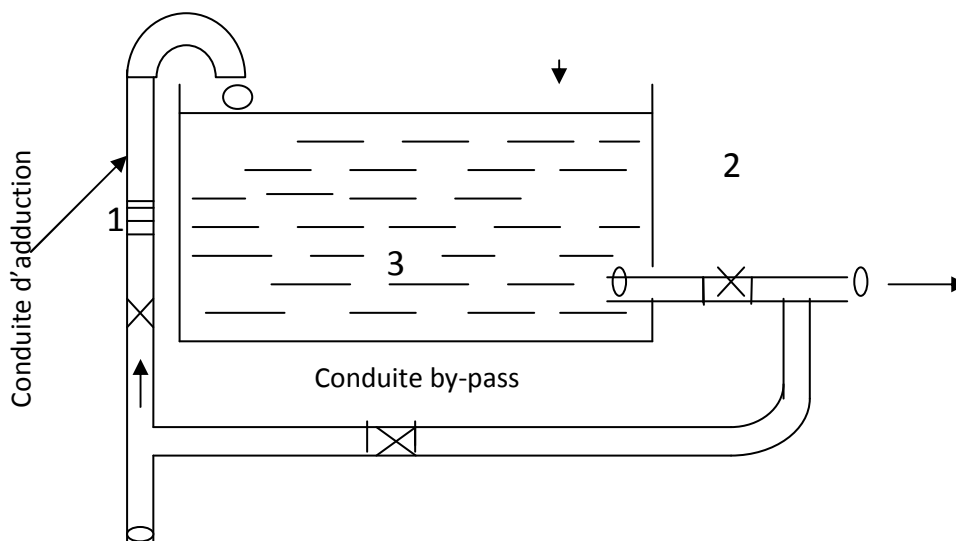


Fig (VI.4) : Conduite d'adduction

VI.7.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier et cela pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve.

S'il y a une rupture de la conduite maîtresse de distribution et dans l'hypothèse d'un réservoir de grande capacité, il faut avoir la possibilité d'isoler rapidement le réservoir pour éviter les inondations en ville. Il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon à commande hydraulique qui se mettra en marche dès qu'une surverse se manifestera dans la conduite.

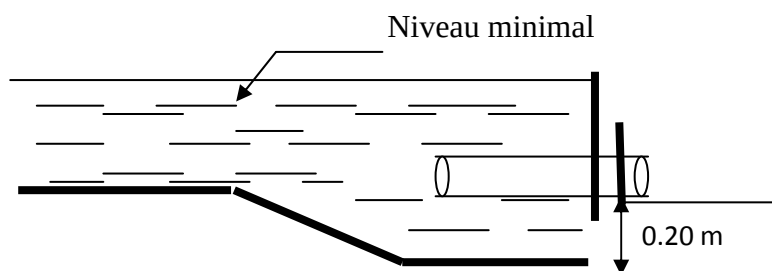


Fig (VI.5) : Conduite de distribution

VI.7.3. Conduite de vidange

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

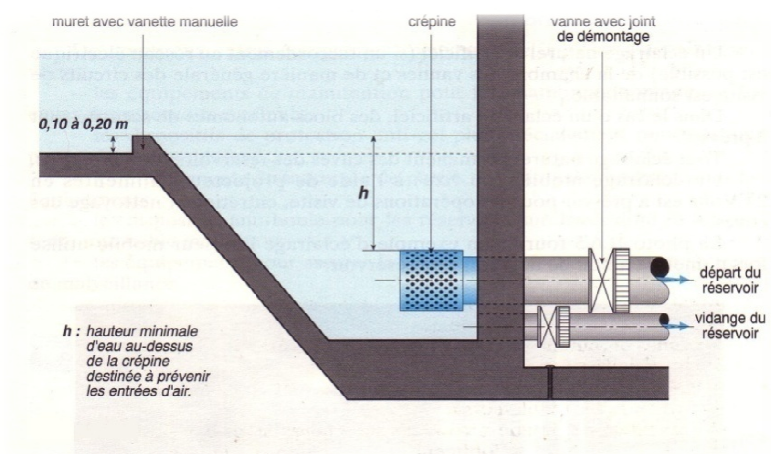


Fig (VI.6): Conduites de la distribution et de vidange

VI.7.4 .Trop-plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours.

VI.7.5.By-pass entre adduction et distribution

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant le nettoyage (vidange) d'un réservoir non compartimenté, il suffit de disposer un by-pass reliant la conduite d'amenée (adduction) à la conduite de départ (distribution).

La communication entre ces deux conduites s'effectue selon le schéma

En temps normal, les vannes « 1 » et « 3 » sont ouvertes et la vanne « 2 » est fermée. En by-pass, on ferme « 1 » et « 3 » et on ouvre « 2 ».

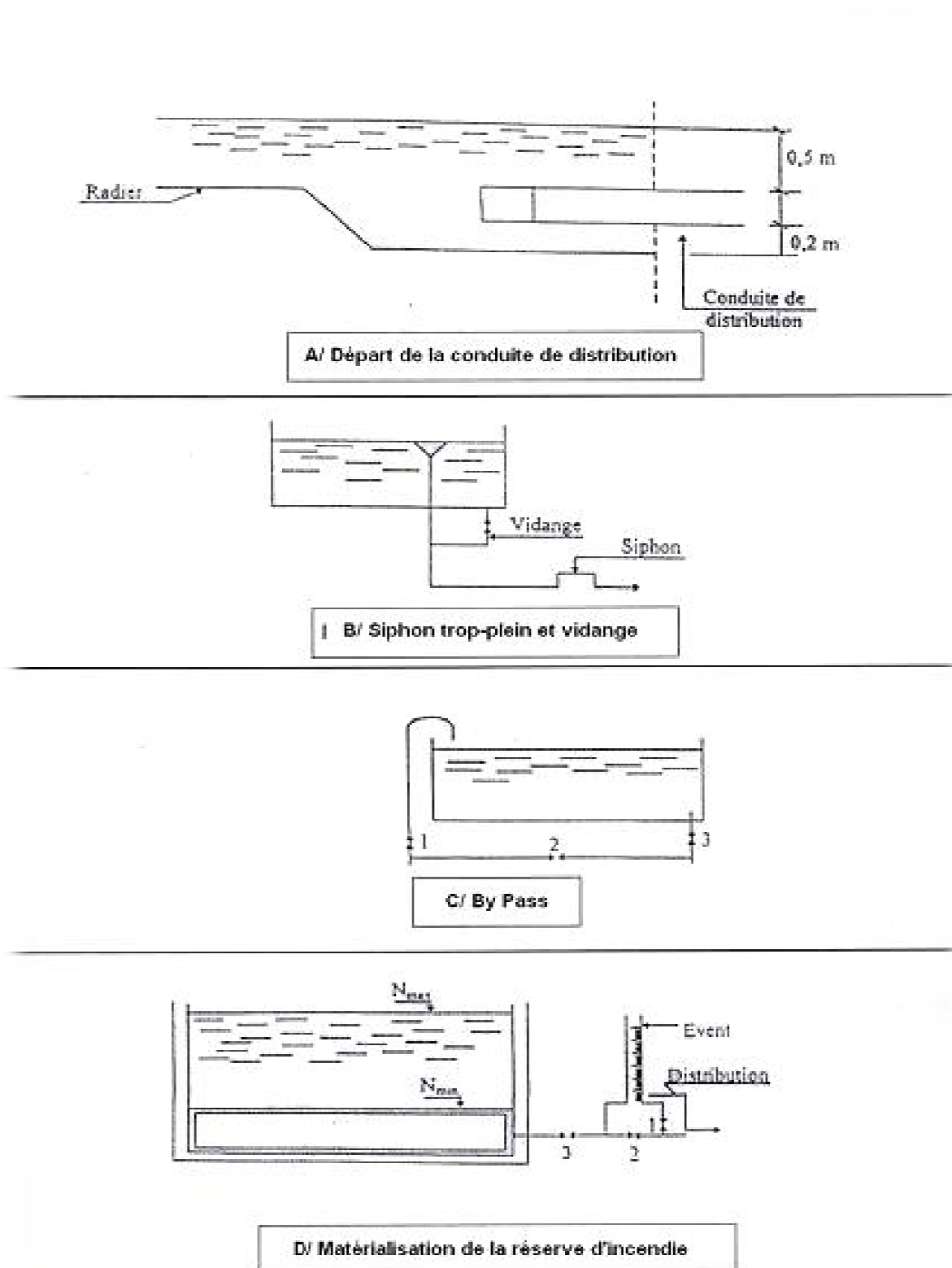


Fig (VI.7) : Equipements hydrauliques d'un réservoir

VI.7.6. Matérialisation de réserve d'incendie

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

Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution, nous adoptons un dispositif qui est schématisé dans la et qui fonctionne de la manière suivante :

- ★ En service normal, la vanne « 1 » est ouverte. Le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ce grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment 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 le réservoir.

VI.8. Exigences techniques

Un bon réservoir doit répondre aux exigences suivantes :

- ★ Résistance : le réservoir doit équilibrer tous les efforts auxquels est soumis dans toutes ses parties ;
- ★ Etanchéité de façon à ce qu'il constitue pour le liquide qu'il contient un volume clos et sans fuiter ;
- ★ Durabilité : les matériaux constituant tous les éléments des réservoirs doivent Conserver leurs propriétés, après un long contact avec le liquide.

VI.9. Entretien des réservoirs

Le réservoir doit faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne, toutes les fissures éventuelles que le phénomène de corrosion peut causer sur la partie métallique, en raison de l'atmosphère humide qui règne dans les réservoirs.

Le nettoyage périodique de la cuve est une opération indispensable comportant les étapes suivantes :

- Isolation et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Désinfection des parois à l'aide de produits chlorés ;
- Examiner les parois et réparation éventuelle ;
- Remise en service.

VI.10. Hygiène et sécurité

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

- ★ Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- ★ Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochements d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;

- ★ Etre aérés par les orifices de grillage ;
- ★ Etre 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.

VI.11. Calcul de la capacité des réservoirs

Pour calculer la capacité d'un réservoir et afin de répondre aux besoins des abonnés, on doit tenir compte de trois facteurs :

- La consommation maximale horaire en m^3/h ;
- La réserve d'incendie ;
- La capacité de stockage du réservoir : considérant que le volume de transit de refoulement correspond à deux heures de réserve.

On trouve trois types de réservoirs :

- Un réservoir de stockage ;
- Un réservoir de transit ;
- Un réservoir de stockage et transit.

VI.11.1. Méthodes de calcul du volume des réservoirs

En général, le calcul du volume du réservoir peut s'effectuer par trois méthodes :

❖ Méthode analytique

Cette méthode consiste à déterminer les excès (ΔV^+) et les insuffisances (ΔV^-) d'eau pendant les différentes heures de la journée en fonction des coefficients horaires (ah) qui varient suivant les différentes heures de desserte et l'importance de la population.

La somme du plus grand excès de la journée (ΔV^+) avec le plus grand déficit (ΔV^-) d'un autre moment de cette journée à laquelle on doit ajouter la réserve d'incendie nous donne le volume du réservoir, et s'écrit :

$$V_r = \Delta V^+ + \Delta V^- + V_{r,i}$$

Avec :

- V_r : volume total du réservoir (m^3) ;
- ΔV : volume apport – volume consommé (m^3) ;
- Volume apport = volume max journalier (m^3) ;
- Volume consommé = volume d'apport x ah.24/100(m^3) ;
- $V_{r,i}$: volume de la réserve d'incendie (m^3).

❖ Méthode graphique

Elle représente les courbes d'apport et de consommation.

Le volume sera en valeur absolue, la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond à : $|\Delta V_{+ \max}| + |\Delta V_{- \max}| = \text{Volume du réservoir auquel on ajoute la réserve d'incendie pour obtenir le volume total.}$

❖ Méthode directe

Les capacités des réservoirs sont déterminées en admettant que le volume de transit et de refoulement est de deux heures de réserve, celui de stockage est de 12 heures de réserve.

➤ Pour le réservoir de stockage

$$\text{CRS} = Q_{\max.j} \cdot 50 \% \text{ ou } \text{CRS} = Q_{\max.h} \cdot 12 \text{ h}$$

Avec :

- **CRS** : Capacité du réservoir de stockage en (**m³**) ;
- **Q_{max.h}** : Débit horaire maximal (**m³/h**) ;
- **Q_{max.j}** : Débit journalier maximal (**m³/jr**) ;
- **h** : heure.

➤ Pour le réservoir de transit

$$\text{CRT} = Q_{\max.j} \cdot 8,33 \% \text{ ou } \text{CRT} = Q_{\max.h} \cdot 2 \text{ h}$$

Avec :

- **CRT** : Capacité du réservoir de transit en (**m³**).

➤ Pour le réservoir de transit et de stockage

$$\text{CRTS} = (Q_{\max.ht} \cdot 2 \text{ h}) + (Q_{\max.hs} \cdot 12 \text{ h})$$

Avec :

- **CRTS**: Capacité du réservoir de transit et de stockage en (**m³**);

- $Q_{\max.ht}$: Débit horaire maximal transité en (m^3/h) ;
- $Q_{\max.hs}$: Débit horaire maximal stocké en (m^3/h).

VI.11.2. Dimensionnement des réservoirs

On calcule les dimensions des réservoirs à l'aide des formules suivantes :

A. Section des réservoirs projetés

$$VR = S \cdot h$$

Ou

$$S = VR / h$$

Avec :

- V_R : Volume du réservoir projeté en (m^3) ;
- S : Section en (m^2) ;
- h : Hauteur de la lame d'eau en (m).

B. Diamètre du réservoir

$$D = \sqrt{\frac{4 V_r}{\pi h}}$$

Avec :

- D : Diamètre du réservoir en (m) ;
- V_R : Volume du réservoir projeté en (m^3) ;
- 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 en (m) ;
- V_{inc} : Le volume de la réserve d'incendie égale à 120 m3.

VI.12. Calcul de la capacité du réservoir projeté par la méthode directe

Tableau (VI.1) : Calcul de la capacité de réservoir de stockage de Larbaa

Réservoir	Unité	Horizon 2047
Réservoir de stockage		
Débit de	m ³ /h	49.767
Temps de réserve	h	12
Capacité calculé	m ³	597.204
Capacité de réservoir existant	m ³	50
Déficit	m ³	547.204
Capacité de réservoir à projeté	m ³	550

VI.13. Caractéristiques du réservoir projeté

Sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (VI.2) : Caractéristiques du réservoir projeté

Réservoir projeté	V (m ³)	h(m)	D(m)	S (m ²)
Réservoir de stockage de Larbaa	550	4	13.23	137.5

Tableau (VI.3) : Récapitulatif des capacités et des frais du réservoir

Réservoir	Capacité du réservoir (m ³)	Frais de construction du réservoir (DA)
Réservoir projeté Larbaa	550	Environ 6 000 000.00

VI.14. Conclusion

Le débit destiné à l'alimentation de la région d'étude sera transféré par le réservoir de stockage de capacité 550 m³ jumelé avec le réservoir de Larbaa de capacité 50m³ sur une cote radier C_r 361m NGA.

Cet ouvrage assura la capacité de stockage nécessaire à l'approvisionnement en eau potable de notre région d'étude à long terme 2047.

Les frais occasionnés par cette partie du projet sont estimés à environ 6 000 000,00 DA



Fig (VI.8) : Réservoir de Larbaa existant

VII.1.Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

VII.2. Alimentation en eau potable (AEP)

L'alimentation en eau potable comprend l'ensemble des opérations d'approvisionnement de la population en eau potable, depuis le prélèvement du milieu naturel jusqu'à l'utilisateur. Elle cherche à répondre à deux objectifs :

- Production d'une eau de qualité, à partir d'une eau brute qui nécessite généralement un traitement.
- Distribution de l'eau produite, à travers un ensemble d'installations et de réseaux afin de répondre à la demande des consommateurs de manière satisfaisante (taux de service). (BEN KARRAD W. et DEKHLI I., 2012)

VII.3. Fonctions d'alimentation en eau potable

Nous distinguons plusieurs étapes dans le processus de production et de l'acheminement de l'eau. La première étape est l'étape de Captage, qui consiste à recueillir les eaux souterraines ou de surfaces de la source. Vient ensuite l'étape d'Adduction qui permet de transférer l'eau de la zone de captage jusqu'à proximité de la zone de distribution. Avant d'être distribuée l'eau doit subir des traitements ce qui permet de transformer l'eau brute en eau potable. L'eau est ensuite acheminée vers les zones de stockage afin de réguler le débit dans le réseau et prévenir une pénurie d'eau en cas de défaillance ou forte demande. L'eau est distribuée à travers le réseau d'alimentation d'eau potable aux usagers.

VII.4. Distribution et réseaux d' AEP

Dans le cadre de la thèse, nous considérons la partie du réseau permettant d'acheminer l'eau des zones de stockage vers les abonnés. Nous distinguons plusieurs types d'abonnés en fonction de la raison sociale : domestique, commerce, industriel, administration.

La distribution de l'eau s'effectue à l'aide de réseaux enterrés constitués de conduites et de canalisations sous pression qui comprennent des :

Conduites et pièces spéciales

Appareils de robinetterie : vannes, clapets

Appareils de mesure : compteurs, débitmètres

Appareils de fontainerie : bouches d'incendie

Les zones de stockage comprennent généralement des réservoirs à grande capacité, la liaison entre les abonnés est assurée à l'aide des conduites. La jonction entre conduites constitue des nœuds. L'écoulement de l'eau s'accompagne d'une perte d'énergie en raison des frottements avec les parois internes des conduites et des organes hydrauliques que comporte le réseau. Cette dissipation d'énergie est traduite par le phénomène de perte de charge. (BEN KARRAD W. et DEKHLI I., 2012)

VII.4.1. Structure du réseau d'AEP

La structure du réseau AEP dépend de la localisation des abonnés, de leur importance et du niveau de demande à assurer. La structure traduit les dimensions des conduites, la capacité des réservoirs, le nombre de pompes et la puissance fournie. La structure du réseau tient compte d'éléments géographiques tels que : la dispersion des abonnés, la présence d'obstacles naturels, la présence de routes, chemin de fer, jardins, d'autres réseaux enterrés.

Tous ces éléments vont permettre au service de l'eau de définir des caractéristiques propres à chaque composant du réseau afin d'assurer son bon fonctionnement. Ces caractéristiques sont détaillées dans ce qui suit :

VII.4.1.1. Les conduites

Les conduites permettent l'acheminement l'eau d'un point à un autre point du réseau.

Une conduite est un segment de tuyau ou canalisation délimitée par deux points de consommation d'eau appelés nœuds. Chaque conduite est caractérisée par :

Un nœud initial et un nœud final

Une longueur donnée : L

Un diamètre : d

Un coefficient de rugosité C traduisant la perte de charge

Un état : ouvert, fermé

L'écoulement de l'eau s'effectue du nœud disposant de la pression la plus élevée vers le nœud dont la pression est plus faible. La rugosité traduit la résistance de la conduite à l'écoulement de l'eau. Les parois internes des conduites au contact de l'eau créent un phénomène de friction qui s'accompagne de perte d'énergie due au frottement créant ainsi une perte de charge linéaire.

Dans le cadre de notre étude, nous utilisons la formule empirique de **Hazen-Williams** pour le calcul de la perte de charge dans les conduites.

$$H_L = \frac{10.674 \cdot L \cdot Q^{1.852}}{C^{1.852} \cdot D^{4.871}}$$

Où :

H_L : perte de charge linéaire, en mètres

Q : débit, en m^3 / s

L : longueur de la conduite

D : diamètre de la conduite, en mètres

C : coefficient de rugosité de Hazen-Williams

Nous distinguons entre les conduites en fonction de leur rôle dans le réseau et la nature du matériau les constituant. Le transport de l'eau vers les zones de stockage nécessite des conduites de diamètre important (300-800 mm). Pour la distribution les conduites sont de diamètres inférieurs (80-250 mm) et enfin les branchements qui sont de plus faible diamètre (40-60 mm) qui permettent d'acheminer l'eau jusqu'au abonnés à partir des conduites de distribution. Une autre distinction peut être effectuée en se basant sur la nature du matériau constituant la conduite. (BEN KARRAD W. et DEKHLI I., 2012)

Plusieurs conduites sont disponibles présentant des caractéristiques physiques et mécaniques distinctes. Le Tableau (VII.1) présente certains types de conduite

Tableau (VII.1) : Caractéristiques des conduites selon le matériau le constituant

Matériau	Résistance mécanique	Résistance à la corrosion
Béton	Importante	Importante
Fibres	ciment Interdit comporte de l'amiante	-----
Matières Plastiques *	Faible	Importante
Acier	Importante	Faible
Fonte grise	Faible	Importante
Fonte ductile	Importante	importante

*  { **PVC** : Polychlorure de Vinyle
PEHD : Polyéthylène Haute Densité
PRV : Composite en Stratifié Verre-Résine.

VII.4.1.1.1. Les pompe

Une pompe est un dispositif permettant de fournir de l'énergie au liquide. Le fonctionnement de la pompe est relié généralement à un réservoir. Le démarrage et l'arrêt de la pompe sont fonction du niveau du réservoir ou de plages horaires spécifiques. Une pompe peut être caractérisée soit par une puissance constante (énergie), fournie à l'eau au cours du temps indépendamment du débit et de la hauteur de refoulement, ou par une courbe caractéristique qui décrit la relation entre la hauteur de refoulement et le débit fournie à l'aide d'une fonction $H=f(Q)$. (BEN KARRAD W. et DEKHLI I., 2012)

VII.4.1.1.2. Les vanne

Certaines conduites de longueur fictive comporte des vannes qui permettent de limiter la pression ou le débit en des points précis du réseau. Les vannes sont caractérisées par :

- Les nœuds d'entrée et de sortie,
- Le diamètre
- La consigne de fonctionnement et l'état de la vanne
- Coefficient de perte de charge singulière

Une vanne peut être ouverte ou fermée, le fonctionnement de la vanne est fonction de consignes relatives à un nœud indexé généralement en rapport avec la pression. L'écoulement de l'eau à travers la vanne s'accompagne d'une perte d'énergie exprimée par la perte de charge singulière.

VII.4.1.2. Les nœuds

Les nœuds représentent des points de jonction entre les conduites. Ils correspondent à des points d'entrée ou de sortie d'eau. Il existe deux catégories de nœuds :

VII.3.1.2.1. Les nœuds à débit fixe

Ces nœuds se caractérisent par une cote au sol connue et un débit connu (demande), l'inconnue est la pression au nœud qui doit être calculée. Ils correspondent à des points de consommation dans le réseau. Ces nœuds peuvent décrire la consommation d'un ou de plusieurs abonnés de même type. Nous distinguons entre les abonnés selon le type de consommation : domestique, industrielle, administration. La consommation au nœud exprimée par la demande peut être constante ou variable. Selon la nature des abonnés, la demande est décrite par une courbe de consommation.

VII.4.1.2.2. Les nœuds à charge fixe

Ce sont des nœuds où la charge est fixée ou dont la cote piézométrique de l'eau est connue. Il peut s'agir d'un réservoir dont le niveau d'eau varie en fonction du temps au sol ou sur tour, d'un poteau à incendie ou d'une bache de pompage dont le niveau reste inchangé. Pour ces nœuds le débit doit être calculé.

VII.4.1.3. Les réservoirs

Les réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau peut varier au cours du temps. Cette variation est décrite par la courbe de volume, qui pour un point de stockage (Réservoir, château d'eau) définit la relation entre le niveau d'eau et le volume qu'il contient. Cette relation tient compte de la forme géométrique du point de stockage. Les caractéristiques d'un réservoir sont :

- L'altitude du radier qui correspond à un niveau zéro de l'eau.
- Le diamètre du réservoir ou sa courbe de volume.
- Les niveaux : initial, minimal et maximal de l'eau.

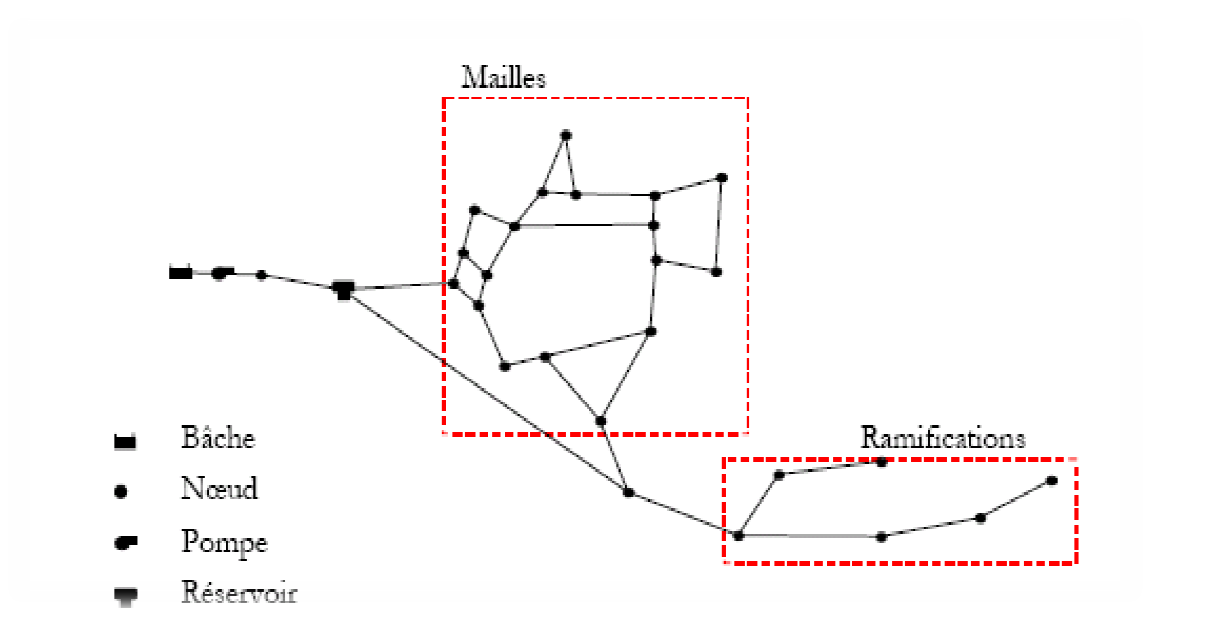


Fig (VII.1) : Représentation d'un réseau d'alimentation en eau potable

VII.4.1.4. Topologie du réseau d'AEP

La topologie du réseau est la représentation schématique des différents nœuds d'un réseau et de leurs liaisons physiques (conduites, pompes, vannes). La disposition des nœuds et des conduites dépend de la localisation des abonnés, présence de routes, obstacles naturels, présence d'autres réseaux. En terme de topologie, nous distinguons . (BEN KARRAD W. et DEKHLI I., 2012)

VII.4.1.4.1. Les réseaux ramifiés

Ce type de réseau se présente selon une structure arborescente à partir du nœud à charge fixée assurant la mise sous pression. Cette configuration est justifiée par la dispersion des abonnés.

Cependant, ce type de topologie réduit la fiabilité du réseau dans le cas d'une rupture d'une conduite, privant en eau les utilisateurs en aval du point de rupture. Elle caractérise généralement les réseaux de distribution d'eau en milieu rural.

VII.4.1.4.2. Les réseaux maillés

Comportant un certain nombre d'antennes en boucle et pouvant assurer la distribution en eau, cette configuration caractérise les réseaux de distribution d'eau en milieu urbain où il existe une concentration des abonnés. La présence de boucle ou de maille réduit les risques de coupure en cas de rupture de conduites, car assurant une redondance dans l'acheminement de l'eau et limitant l'impact d'une rupture sur la desserte en eau. Dans la réalité les deux

configurations coexistent dans un même réseau. En milieu rural, le réseau sera formé par plus d'antenne et ramifications, alors qu'en milieu urbain on constatera plus de mailles.

VII.4.1.4.3. Réseau étagé

Si la topographie du territoire desservi accuse de trop fortes dénivellations, on peut devoir créer diverses zones indépendantes les unes des autres en ce qui concerne le niveau de la pression. Pour se faire, on installe entre ces zones des vannes de réduction de pression.

Avec le réseau étagé, il est possible de constituer des réseaux indépendants avec une pression limitée autour de 40m.c.e (4 bars).

VII.4.1.4.4. Réseaux à alimentations distinctes

Ils existent en deux réseaux l'un pour l'AEP et l'autre pour les usages industriels et agricole.

VII.5. Choix de trace : (Comme nous l'avons évoqué dans le chapitre IV)

VII.6. Organes Accessoires – Robinetteries

VII.6.1. Robinets Vanne à opercule

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. (BEN KARRAD W. et DEKHLI I., 2012)

Diamètres allant de 40 à 300 mm.

VII.6.2. Vannes papillon

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible.

Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon.

Diamètres plus importants de 100 à 2500 mm parfois plus.

VII.6.3. Vanne stop

Organe de sécurité, placé en tête de la canalisation, permettant d'arrêter l'encombrement si le débit dépasse une certaine valeur.

VII.6.4. Manœuvre des robinets

- manuellement par une clé (tête de bouche à clé, tube),
- électriquement pour des robinets de grande dimension,
- commandes hydrauliques et pneumatiques par vérin ou moteur à air

VII.6.5. Colliers de prise en charge

Branchements à partir des canalisations en charge. Ils comprennent un orifice taraudé permettant le perçage de la canalisation et sur lequel vient s'adapter un robinet de branchement.

VII.6.6. Robinets de branchement

Robinet d'arrêt.

Robinet de prise.

VII.6.7. Clapets de retenue

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions.

Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau).

VII.6.8. Dis connecteurs hydrauliques

Appareils empêchant les phénomènes de retour d'eau. Le risque de pollution du réseau d'eau public par des eaux industrielles ou de buanderie est évité.

VII.6.9. Crépines

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration, afin d'empêcher l'introduction de corps étrangers dans celle-ci.

VII.6.10. Purgeurs – ventouses

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus.

L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse.

Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de

Vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. On injecte donc de l'air par les ventouses.

VII.6.11. Obturateurs automatiques

Pour éviter à la suite d'une rupture, la vidange de trop importantes parties d'un réseau ou d'une conduite on fait appel à des obturateurs automatiques qui se ferment quand la pression aval tombe au-dessous d'un certain seuil taré au moyen d'un ressort.

VII.6.12. Réducteurs de pression et de débit

Les réducteurs de pression sont utilisés pour permettre l'alimentation d'une partie basse de pression à partir d'un étage à pression sensiblement plus élevé.

Un réducteur de pression comporte toujours un clapet mobile et un ou plusieurs ressorts de compression, réglables, agissant sur le clapet dans le sens de l'ouverture.

Si la pression tombe à l'aval au-dessous de la valeur désirée, le clapet s'ouvre sous l'action des ressorts.

Au contraire, dès que la pression aval atteint la valeur fixée, le clapet se referme.

Il est recommandé de placer un tel réducteur entre deux robinets-vannes et d'installer un by-pass avec vanne normalement fermée.

Ce dispositif permet de mettre l'appareil hors circuit, soit pour une réparation éventuelle, soit en cas d'incendie, pour maintenir une haute pression dans le réseau.

VII.6.13. Stabilisateurs de débit - de pression

Il existe des équipements conçus pour maintenir un débit constant dans une canalisation sous pression, on les appelle stabilisateurs de débit.

VII.6.14. Robinet à flotteur

Situé dans les réservoirs, il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation. La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique.

Il sert à régler la tranche d'eau (marnage) sur laquelle on veut travailler.

VII.6.15. Vanne de régulation (avale)

Fonctionne à action directe ou indirecte (hydraulique).

Son but est de fournir une pression avale constante.

La vanne à action directe est liée à un ressort : plus la course est grande et plus il faut de force.

La vanne à action hydraulique possède une commande qui se situe hors appareil.

VII.6.16. Vanne de régulation (amont)

Elle maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et le débit à l'aval.

La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En freinant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression.

On obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.

VII.6.17. Vanne de régulation de débit

Elle limite et stabilise le débit à une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.

VII.6.18. Organes de sécurité

a) Robinet vanne à papillon de survitesse : permet un arrêt automatique et rapide en cas de rupture de conduite.

b) Soupape de décharge : sert à la protection contre la surpression (l'ouverture/fermeture d'un hydrant engendre des surpressions dues aux changements de vitesse puisque les consommations changent). On évacue le surplus de pressions. Cette mesure est très importante lorsque l'on a des appareils sensibles aux surpressions comme les membranes de filtration des stations de traitement des eaux.

c) Clapet anti-retour : ne permet l'écoulement que dans une direction. On trouve des clapets à double battant, papillon, à contrepoids, tuyère, etc..

d) Filtre : il sert à protéger les appareils raccordés à l'aval contre les impuretés, corps étrangers, graviers, ...etc.. Sans cette mesure on risque une diminution de la section par encombrement ou une obturation complète.

e) Pièce de démontage : elle permet de changer des appareils sans démonter une partie de la tuyauterie.

VII.6.19. Bouche d'incendie

Bouches d'incendie, elles doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s et une pression au minimum 1 bar.

Ces appareils doivent être espacés de 200 à 300 m les uns des autres et être répartis suivant l'importance des risques à défendre.

VII.7. Choix du matériau de la conduite

Dans notre étude on a projeté un réseau ramifié en PEHD

VII.8. La modélisation hydraulique du réseau AEP

La modélisation du fonctionnement du réseau cherche à décrire le comportement hydraulique des différents dispositifs du réseau. L'intérêt est de reproduire ce qui se déroule en réalité dans le réseau à l'aide d'un modèle hydraulique (logiciel de simulation). (BEN KARRAD W. et DEKHLI I., 2012)

VII.8.1. Modèle pour le dimensionnement du réseau

Le modèle permet de vérifier pour une configuration donnée du réseau, la satisfaction des exigences des abonnés en termes de **pression** et de **débit**. L'intérêt est de dimensionner les conduites et dispositifs hydrauliques. **L'état des conduites** et la demande sont supposées connues.

Le niveau de détail est important, toutes les conduites sont représentées.

VII.8.2. Modèle pour l'analyse du fonctionnement hydraulique et diagnostic

Dans ce cas, le modèle cherche à décrire le fonctionnement d'un réseau existant, par la détermination de l'état des conduites à travers la mesure de la rugosité des conduites et la demande des abonnés. Pour un réseau, des données liées à la topologie du réseau, les types des conduites, la typologie des consommateurs ainsi que des mesures de pression et débits en des points du réseau sont supposés connus. Un calage du modèle permet de déterminer certains paramètres inconnus : rugosité, consommation afin de s'approcher le plus possible du fonctionnement réel du réseau.

VII.9. Etude de la fiabilité hydraulique des réseaux

La fiabilité du réseau est mesurée par sa capacité à assurer la demande aux nœuds à une pression minimale requise. La fiabilité dépend de la défaillance des organes hydrauliques (casses des conduites, arrêt des pompes, fuites dans le réseau), de la diminution de la capacité hydraulique du réseau en raison de la détérioration de conduites (dépôts sur les parois, augmentation de la rugosité) et de la variation de la demande et son évolution dans temps qui peuvent remettre en cause le dimensionnement du réseau et donc sa performance.

Il apparaît que la fiabilité hydraulique du réseau dépend de la capacité du réseau à assurer la desserte en eau des usagers en quantité suffisante et avec une pression minimale requise. Le système doit être en mesure de pallier les impacts liés à la défaillance des organes hydrauliques que comportent le réseau et la baisse de la capacité hydraulique liée à la détérioration des conduites. Afin d'accroître la fiabilité, il est nécessaire d'assurer une pression suffisante dans le réseau supérieure à la pression minimale nécessaire à la desserte des abonnés. Dans le cadre de la thèse nous considérons exclusivement la diminution de la capacité hydraulique due à la détérioration des conduites et leur défaillance. (BEN KARRAD W. et DEKHLI I., 2012)

VII.10. Détermination des débits du réseau

a. Débit spécifique (Q_{sp}) :

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant à travers un mètre de conduite pendant une seconde. Il est égal à :

$$Q_{sp} = Q_p / \sum L_i \quad (l/s/ml)$$

Avec :

Q_{sp} : débit de pointe du secteur ($Q_p = Q_{maxh}$) (l/s)

$\sum L_i$: la somme des longueurs des tronçons formant le réseau en (m)

b. Débit en route (Q_r) :

Le débit en route assure un service en route pour chaque canalisation. Il est considéré comme étant consommé uniformément sur toute la longueur du tronçon. Ce débit peut être déterminé par l'expression suivante :

$$Q_r = Q_{pte} - \sum Q_{con} \quad (l/s)$$

Avec :

Q_{pte} : débit de pointe en (l/s)

Q_{con} : débit concentré.

a. Débit par tronçon (Q_{tr}) :

Ce débit est obtenu par :

$$Q_{tr} = Q_{sp} \cdot L_i \quad (l/s)$$

Avec :

Q_{sp} : débit spécifique en (l/s/ml)

L_i : longueur du tronçon en (m)

b. Débits nodaux (Q_{ndi}) :

C'est le débit qui sort au niveau de chaque nœud du réseau, pour alimenter les usagers. Il est déterminé par la formule suivante :

$$Q_{ndi} = 0.5 \cdot \sum Q_{tr} \quad (l/s)$$

VII.11. Calcul hydraulique

Il existe plusieurs méthodes de calcul du réseau de distribution. Parmi elles on cite les trois méthodes les plus utilisées :

- La méthode de **HARDY CROSS** ;
- La méthode de **CHARLE et WOOD** ;
- La méthode de **NEWTON-RAPHSON**.

Dans notre calcul on a opté pour la méthode de **HARDY CROSS**.

HARDY CROSS se base sur deux lois :

1^{ère} loi :

En un nœud quelconque de conduite, la somme des débits qui arrivent à ce nœud est égale à la somme des débits qui en sortent.

2^{ème} loi :

Le long d'un parcours orienté et fermé (maillé), la somme algébrique des pertes des charges est nulle. (BEN KARRAD W. et DEKHLI I., 2012)

$$\sum J_t = 0$$

VII.11.1. Principe de la méthode

La méthode de **HARDY CROSS** consiste tout d'abord à se fixer une répartition initiale des débits dans les tronçons de façon à satisfaire l'équation de continuité tout en connaissant, bien sûr, la structure du réseau et les différents débits prélevés.

On calcule la somme algébrique des pertes de charges de tous les tronçons de chaque maille, en prenant le sens positif pour chaque maille, celui des aiguilles d'une montre.

Comme la répartition initiale des débits est arbitraire et non exacte, alors cette loi n'est pas ordinairement vérifiée dès la première itération. Pour se rapprocher de la solution exacte des débits, on apporte une correction jusqu'à satisfaction des deux lois.

NB : Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections et ajouter le résultat initial pour avoir le nouveau débit. Les mêmes opérations sont répétées avec le nouveau débit. On poursuit les approximations jusqu'à l'obtention des mailles équilibrées, c'est-à-dire une valeur de ΔQ avoisinant le zéro et la somme algébrique des pertes de charge dans une maille est de l'ordre de 0.01m.

VII.11.2. Calcul des pressions et des vitesses

Le réseau doit être dimensionné de manière à satisfaire les conditions de pression et de vitesse.

Les vitesses d'écoulement doivent être comprises entre 0.5 et 1.5m/s.

En vue de la bonne tenue des canalisations et notamment, de leurs joints, il y a lieu d'éviter les pressions excessives (supérieur à 10 bars), qui engendrent des désordres, des fuites d'eau dans les canalisations et certains bruits désagréables dans les installations intérieurs des abonnés.

.VII.12. Présentation du logiciel de calcul

Dans le domaine de l'AEP, les logiciels les plus utilisés dans notre pays sont : **LOOP** et **PORTEAU**.

Au cours de ces dernières années, les possibilités nouvelles offertes par les ordinateurs, ont permis l'apparition de nouveaux logiciels plus performants et offrant une meilleure gestion des réseaux de distribution. Parmi ces logiciels : **EPANET**, **WaterSAFE**, **WaterGEMS**, **StromCAD**, **WaterCAD**...etc.

Dans notre cas le logiciel utilisé est : EPANET.

VII.12.1.Description de logiciel EPANET

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

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. En voici quelques exemples: définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique, simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance. EPANET offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple:

- utilisation en alternance des différentes ressources du système,
- modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs,
- préciser l'usage des stations de rechloration (ou autres retraitements) en réseau,
- planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.

Disponible sous Windows, EPANET fournit un environnement intégré pour l'édition de données de réseau, pour l'exécution de simulations hydrauliques et de simulations qualité, et pour l'affichage des résultats sous plusieurs formats (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques). (BEN KARRAD W. et DEKHLI I., 2012)

VII.12.2. Capacités pour la Modélisation Hydraulique

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

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

Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes

VII.12.3. Les Étapes de l'Utilisation d'EPANET (LAMUVF., 2003)

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

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

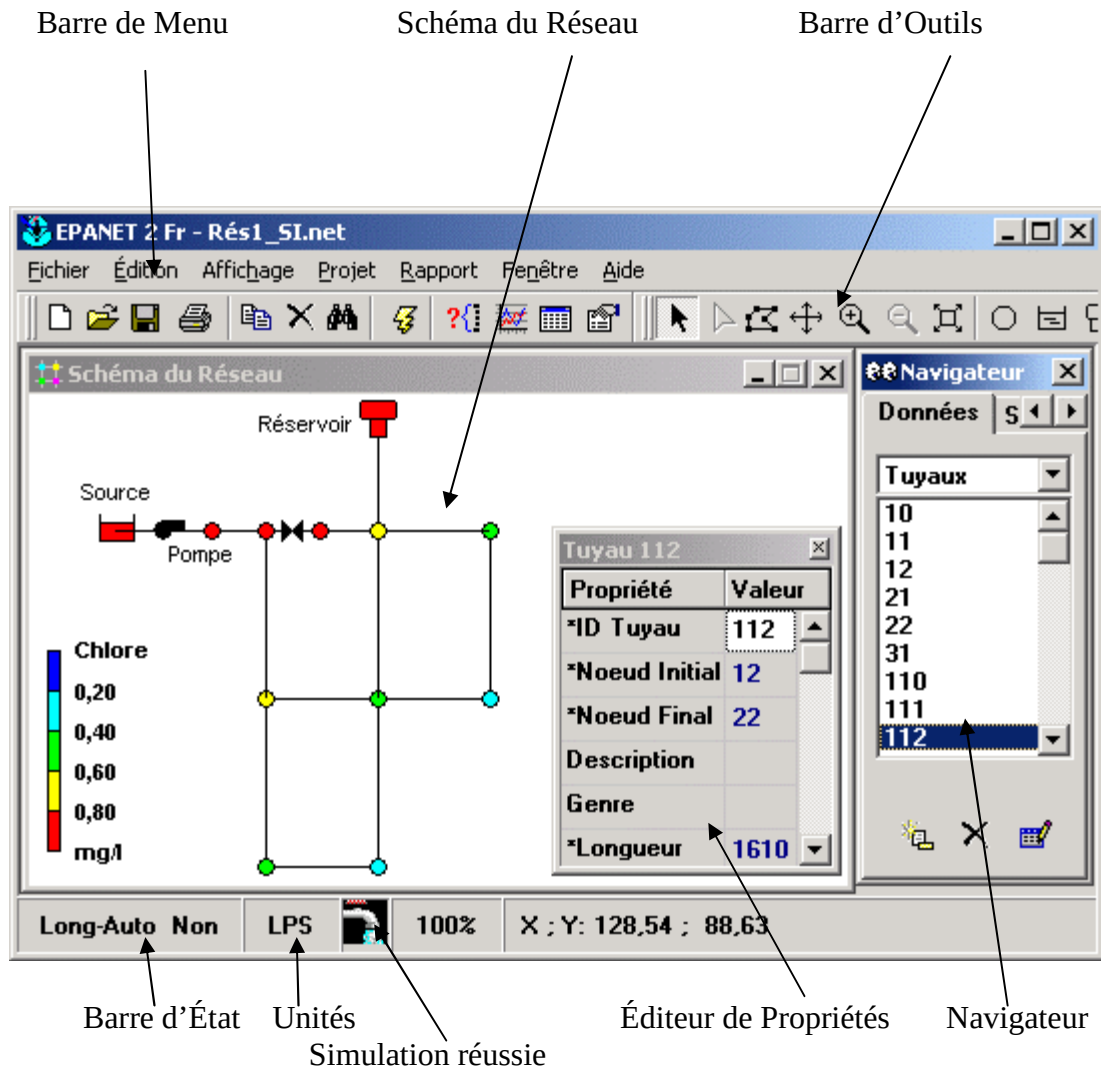


Fig (VII.2) : L'environnement de travail de base d'EPANET

VII.13. Les résultats de calcul hydraulique

Les calculs sont effectués pour l'horizon 2047, en considérant que le volume d'incendie n'a pas de lien avec la distribution et il est acheminé dans une conduite à part, depuis les réservoirs

1. Zone de distribution (village Larbaa) :

La zone est alimentée à partir des réservoirs R1 (50m³) et le réservoir projeté R2(550m³).

Le débit donné par ces réservoirs est de **13.82 l/s**

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau ci-dessous

Tableau (VII.2) : Calcul de débit par tronçon de la zone de distribution

tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur(m)	Q _{sp} (l/s)	Q _{tronç} (l/s)
C1	R	N1	525	0.0045	2.3625
C2	N1	N2	104.5	0.0045	0.47025
C3	N1	N3	175	0.0045	0.7875
C4	N3	N4	220	0.0045	0.9900
C5	N4	N5	73.5	0.0045	0.33075
C6	N2	N6	255	0.0045	1.1475
C7	N4	N6	120.5	0.0045	0.54225
C8	N6	N7	76.5	0.0045	0.34425
C9	N7	N8	150	0.0045	0.675
C10	N7	N9	146	0.0045	0.657
C11	N9	N10	127.5	0.0045	0.57375
C12	N9	N11	151.5	0.0045	0.68175
C13	N11	N12	203	0.0045	0.9135
C14	N10	N13	145.5	0.0045	0.65475
C15	N13	N14	123	0.0045	0.5535
C16	N14	N16	158	0.0045	0.711
C17	N8	N15	170.5	0.0045	0.76725
C18	N15	N16	156.5	0.0045	0.70425

Tableau (VII.3) : Calcul des débits aux Nœuds de la zone

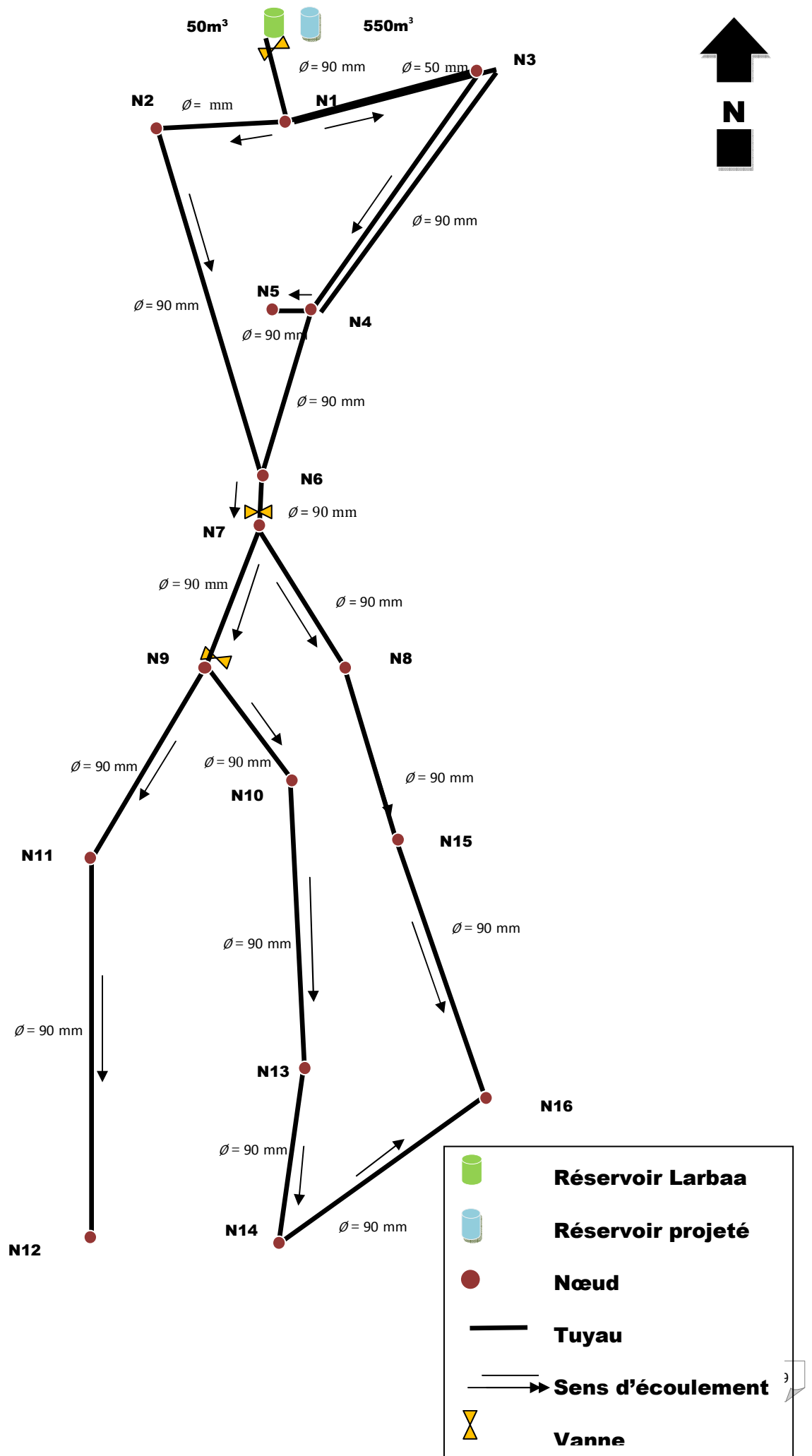
N° Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s)	Q_{tronc} (l/s)	Q_{ndi} (l/s)
1	C1	525	0.0045	2.3625	1.810125
	C2	104.5		0.47025	
	C3	175		0.7875	
2	C2	104.5	0.0045	0.47025	0.808875
	C6	255		1.1475	
3	C3	175	0.0045	0.7875	0.88875
	C4	220		0.99	
4	C5	73.5	0.0045	0.33075	0.9315
	C4	220		0.99	
	C7	120.5		0.54225	
5	C5	73.5	0.0045	0.33075	0.165375
6	C6	255	0.0045	1.1475	1.017
	C7	120.5		0.54225	
	C8	76.5		0.34425	
7	C9	150	0.0045	0.675	0.837
	C10	146		0.657	
	C8	76.5		0.34425	
8	C9	150	0.0045	0.675	0.721125
	C17	170.5		0.76725	
9	C10	146	0.0045	0.657	0.95625
	C11	127.5		0.57375	
	C12	151.5		0.68175	
10	C14	145.5	0.0045	0.65475	0.61425
	C11	127.5		0.57375	
11	C13	203	0.0045	0.9135	0.797625
	C12	151.5		0.68175	
12	C13	203	0.0045	0.9135	0.4567
13	C14	145.5	0.0045	0.65475	0.682875
	C16	158		0.711	
14	C15	123	0.0045	0.5535	0.63225
	C16	158		0.711	
15	C17	170.5	0.0045	0.76725	0.73575
	C18	156.5		0.70425	
16	C16	158	0.0045	0.711	0.707625
	C18	156.5		0.704225	

Tableau (VII.4) : Résultat du calcul pour la zone de distribution (résultats epanet)

ID Arcs	du Nœud	au Nœud	Longueur (l)	D (mm)	V (m/s)	P.C (m/Km)
C1	R	N1	525	90	0.56	4.32
C2	N1	N2	104.5	25	0.65	49.17
C3	N1	N3	175	50	1.34	47.57
C4	N3	N4	220	65	0.72	10.43
C5	N4	N5	73.5	20	0.15	1.83
C6	N2	N6	255	20	0.61	35.82
C7	N4	N6	120.5	50	1.06	30.31
C8	N6	N7	76.5	50	1.01	27.87
C9	N7	N8	150	32	0.83	34.01
C10	N7	N9	146	42	0.79	21.48
C11	N9	N10	127.5	32	0.59	17.67
C12	N9	N11	151.5	25	0.71	35.00
C13	N11	N12	203	20	0.40	16.56
C14	N10	N13	145.5	20	0.95	81.63
C15	N13	N14	123	20	0.35	12.74
C16	N14	N16	158	20	0.21	5.10
C17	N8	N15	170.5	32	0.58	17.43
C18	N15	N16	156.5	20	0.84	63.60

Tableau (VII.5) : Calcul de pression aux nœuds de la zone de distribution (résultats Epanet)

ID nœuds	Cotes (m)	Demande se Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N1	229	1.810125	360.73	131.73
N2	244	0.808875	355.60	111.60
N3	221	0.88875	352.41	131.41
N4	195	0.9315	350.11	155.11
N5	197	0.165375	349.98	152.98
N6	178	1.017	346.46	168.46
N7	165	0.837	344.33	179.33
N8	151	0.721125	339.23	188.23
N9	153	0.95625	341.19	188.19
N10	140	0.61425	338.94	194.94
N11	122	0.797625	335.89	213.89
N12	103	0.4567	332.53	229.53
N13	132	0.682875	327.06	195.06
N14	118	0.63225	325.50	207.50
N15	139	0.73575	336.26	197.26
N16	120	0.707625	326.30	206.30



VII.14.Interprétation des résultats

Le calcul hydraulique du réseau est effectué pour l'horizon 2047 (long terme). Les résultats obtenus nous permettent de déduire que :

Les vitesses calculées rependent globalement aux recommandations techniques (vitesses comprises entre 0.5 – 1.5 m/s) sauf quelques tronçons :

-  Tronçon C5 (0.15m/s)
-  Tronçon C13 (0.40m/s)
-  Tronçon C15 (0.35m/s)
-  Tronçon C16 (0.21m/s)

Ont des vitesses faibles inférieure à 0.5 m/s, ce qui peut provoquer des dépôts dans les canalisations. Pour y remédier à cette situation, il faut jouer sur les diamètres (on diminue le diamètre pour augmenter la vitesse) or le diamètre est de 20mm, donc on ne peut pas aller au dessous.

Pour résoudre ce problème, des appareils de vidange sont prévus au niveau de ces tronçons et que des vidanges périodiques sont souhaitables.

Les pressions on peut tolérer jusqu'à 160 m.c.e au de la, il y'aura de fuites au niveau des branchements ainsi que des bruits désagréables dans les habitations, pour résoudre à ce problème il faut placer des réducteurs de pression

VIII.1.Introduction

Toute modification du régime permanent de l'écoulement dans un réseau en charge, notamment suite à une modification de vitesse ou du débit, provoquée par une manœuvre d'une vanne ou par un arrêt brusque de pompage, génère un ensemble complexe de phénomènes appelé écoulement transitoire ou non permanent ou encore coup de bélier. Cet écoulement entraîne souvent de brusques variations de pression, si la modification du débit est brutale. Les perturbations correspondantes peuvent se révéler très dangereuses et causer d'énormes dommages matériels et qui ont déjà été à l'origine de plusieurs pertes de vie. (Abdessemed Faouzi et D^r.Fourar Ali., 2011)

Dans cette présente étude on s'est projeté sur l'une des causes de la propagation des ondes, c'est-à-dire celui d'un arrêt brutal de l'alimentation en eau des conduites gravitaires en charge, par suite d'une fermeture rapide d'une vanne .Il est donc capital de prévoir et d'étudier ce phénomène transitoire afin de réduire son effet par l'utilisation de dispositifs spéciaux et le dimensionnement correct des différents composants d'une installation. (CarlierM., 1972)

VIII.2. Définition du coup de bélier

Les coups de bélier sont des ondes de suppression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite. Ils sont provoqués par un blocage brusque de l'eau, comme par exemple lorsque l'on tourne rapidement une vanne $\frac{1}{4}$ de tour elle se traduit souvent par un bruit caractéristique, et peut entraîner la rupture de la conduite dans les grosses installations, du fait de la quantité d'eau en mouvement. Ce problème peut être résolu avec la mise en place d'un anti bélier.



Fig (VIII.1) : Joint de dilatation détruit par un coup de bélier

VIII.3. Causes du coup de bélier (Ait Ahcene M., 2008)

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

- ★ L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- ★ La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- ★ La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier ;
- ★ Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- ★ La modification de la vitesse d'une pompe ;
- ★ La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine

VIII.4. Risques dus aux coups de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b) Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce , il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VIII.5 .Analyse physique du phénomène

En régime transitoire il y a variation des caractéristiques hydrauliques de l'écoulement dans le temps et en tout point de la conduite, dans ce paragraphe on essayera d'expliciter le phénomène durant la période d'oscillation de l'onde de pression.

Considérons le cas du coup de bélier dû à la fermeture brusque d'une vanne de sectionnement à l'extrémité aval d'une canalisation horizontale AB. Cette conduite est alimentée en A par un réservoir à niveau constant.

On négligera les frottements de l'eau avec les parois de la conduite, ainsi que l'énergie cinétique, de manière que la pression soit constante le long de la conduite et soit égale à « H ». (BOUKLIFA Mustapha. 2006).

ALLIEVI définit la relation entre la pression « h » et le débit « q » transporté par une onde de pression au voisinage d'une vanne comme :

$$h = \pm \frac{a}{g.S} . q^{(1)}$$

Dans laquelle :

- h : la variation de pression en m.c.e.(mètre colonne d'eau).
- a : la célérité de l'onde de pression (en m/s).
- g : l'accélération de la pesanteur (en m/s²).
- S : la section de la canalisation (en m²).
- q : le débit transporté par l'onde (en m³/s).
- le signe (+) correspond au déplacement de l'onde dans le sens choisi pour les débits positifs.

On prend le sens positif des débits de A vers B.

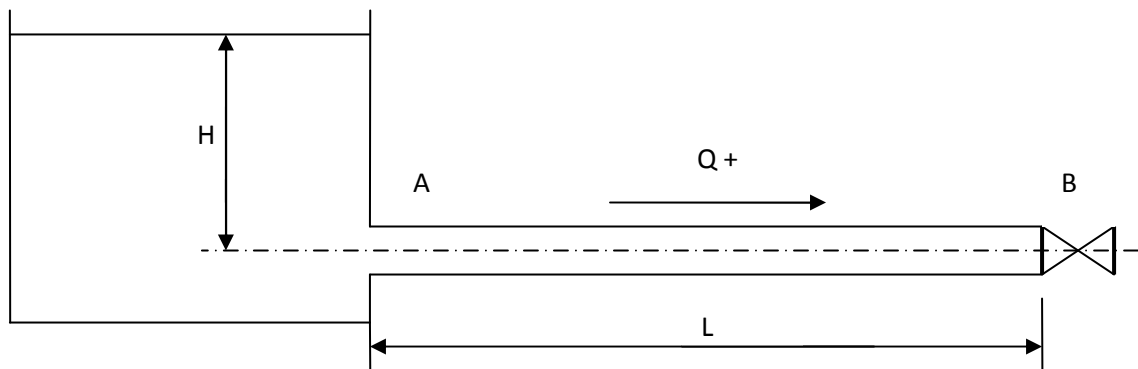


Fig (VIII.2) : conduite écoulant un débit « Q » à une pression théorique « H »

Phase 1 :

- a) A l'instant « $t=0$ » on ferme instantanément et complètement la vanne située en B.
- b) A l'instant « $t=0+\varepsilon$ » (avec ε temps infiniment petit) naît une onde en B et se propage vers A,

de débit : $q_1 = -Q$ (le débit de l'onde prend un signe (-) car il est en sens opposé au débit de la canalisation)

De pression : $h_1 = -\frac{a}{g.S} \cdot q_1 = \frac{a}{g.S} \cdot Q$ (signe (-) car l'onde circule en sens contraire à

celui du débit normal de la canalisation).

- c) Cette onde arrive en « A » au bout d'un temps « $t = \frac{L}{a}$ », et y modifie :

Le débit de Q à $(Q+q_1)=Q-Q=0$.

La pression de H à $(H+h_1) = H + \frac{a}{g.S} \cdot Q$

A ce moment la conduite est complètement dilatée avec une eau surpressée $(H + \frac{a}{g.S} \cdot Q)$ et immobile ($Q=0$).

Donc cette phase « 1 » correspond à la création et à la propagation d'une onde de surpression. Pour expliquer la création d'une onde de surpression on revient au principe de conservation de l'énergie, et vu que l'écoulement a été interrompu, son énergie cinétique tend à s'annuler au voisinage de la vanne et elle sera compensée par une augmentation positive de l'énergie potentielle (de pression).

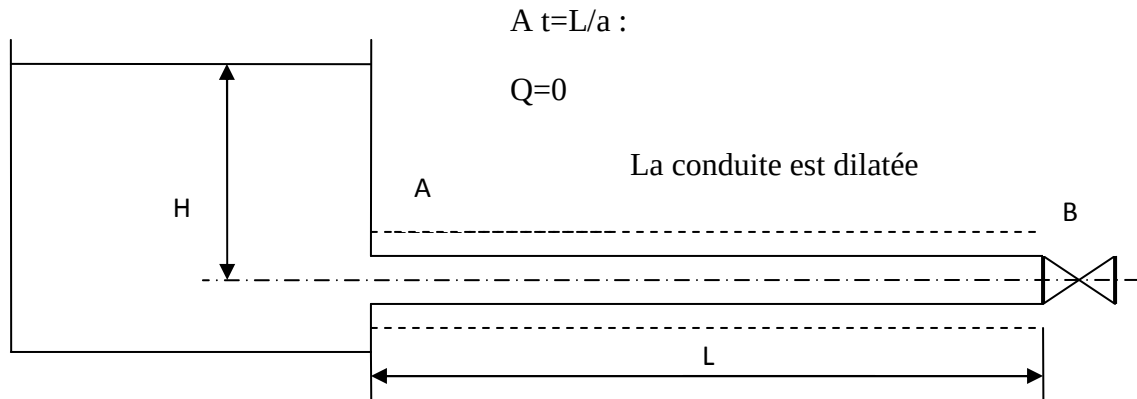


Fig (VIII.3) : Conduite dilatée

Phase 2 :

- a) En « A » se trouve un grand réservoir qui maintient la pression à sa valeur initiale « H ». L'onde de surpression étant dissipée, c'est une nouvelle onde qui va ramener le système à son état d'équilibre initial.

- b) A l'instant « $t = \varepsilon + \frac{L}{a}$ », une nouvelle onde dite d'équilibre va se propager de « A » vers « B » :

De pression : $h_2 = -h_1 = -\frac{a}{g.S}.Q$

De débit : $q_2 = \frac{g.S}{a}.h_2 = -\frac{g.S}{a}.h_1 = -Q$

- c) Cette onde arrive en « B » au bout d'un laps de temps « $t = \frac{2.L}{a}$ » et y modifie :

Le débit de 0 à $q_2 = -Q$.

La pression de $(H+h_1)$ à $(H+h_1+h_2)=H$.

A ce moment la conduite revient à son état initial (non dilatée).

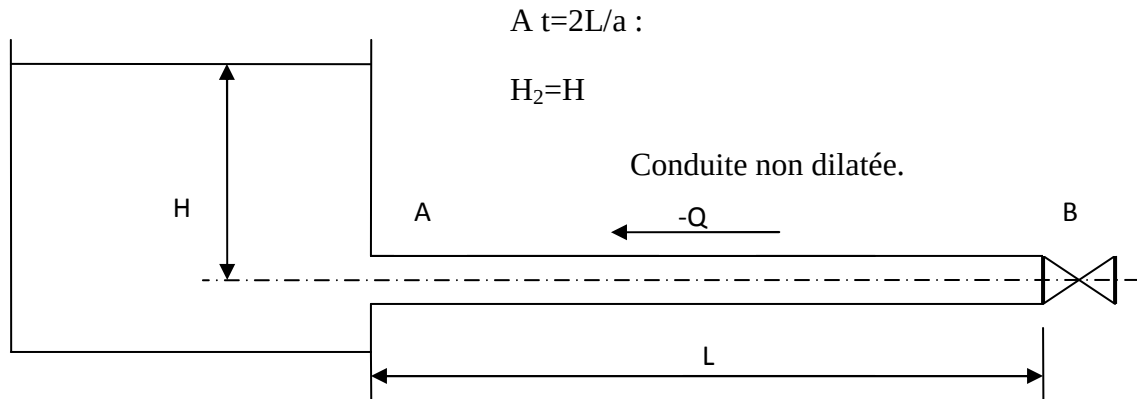


Fig (VIII.4) : Conduite non dilatée

Phase 3 :

- a) La vanne étant fermée en « B », l'écoulement sera de nouveau interrompu et l'énergie cinétique de l'écoulement sera transformée cette fois en énergie de pression négative.
- b) A « $t = \varepsilon + \frac{2.L}{a}$ » l'onde de dépression ainsi créée se déplacera de nouveau de « B »

vers « A » avec :

Un débit : $q_3 = -q_2 = Q$

Une pression : $h_3 = -\frac{a}{g.S} . q_3 = -\frac{a}{g.S} . Q$

- c) L'onde arrive en « A » à l'instant « $t = \frac{3.L}{a}$ » et y modifie :

Le débit : de Q à $(-Q + q_3) = -Q + Q = 0$.

La pression : de H à $(H + h_3) = H - \frac{a}{g.S} . Q$

A ce moment la conduite est comprimée sur toute sa longueur et l'eau est en dépression $(H - \frac{a}{g.S} . Q)$ et immobile ($Q=0$).

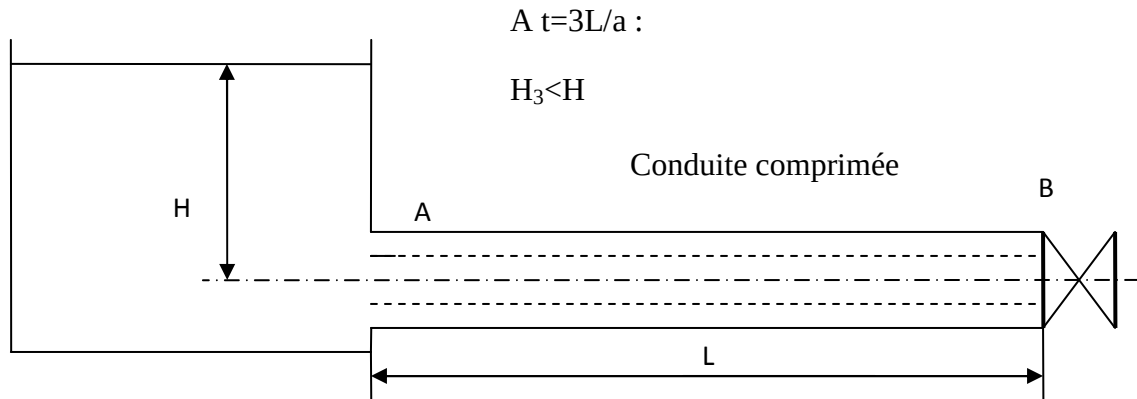


Fig (VIII.5) : Conduite comprimée

Phase 4 :

a) En « A » le réservoir rétablit encore une fois la pression à sa valeur initiale « H ».

b) A l'instant « $t = \varepsilon + \frac{3.L}{a}$ » une nouvelle onde d'équilibre repart vers « B » avec :

$$\text{Une pression : } h_4 = \frac{a}{g.S} . Q .$$

$$\text{Une débit : } q_4 = +Q.$$

c) L'onde arrive en « B » à l'instant « $t = \frac{4.L}{a}$ » et y modifie :

$$\text{Le débit de } 0 \text{ à } q_4 = +Q$$

$$\text{La pression de } (H+h_3) \text{ à } (H+ h_3+ h_4)=H.$$

A ce moment on retrouve les même conditions d'écoulement (débit « Q » et pression « H ») qu'à l'instant « t=0 ».

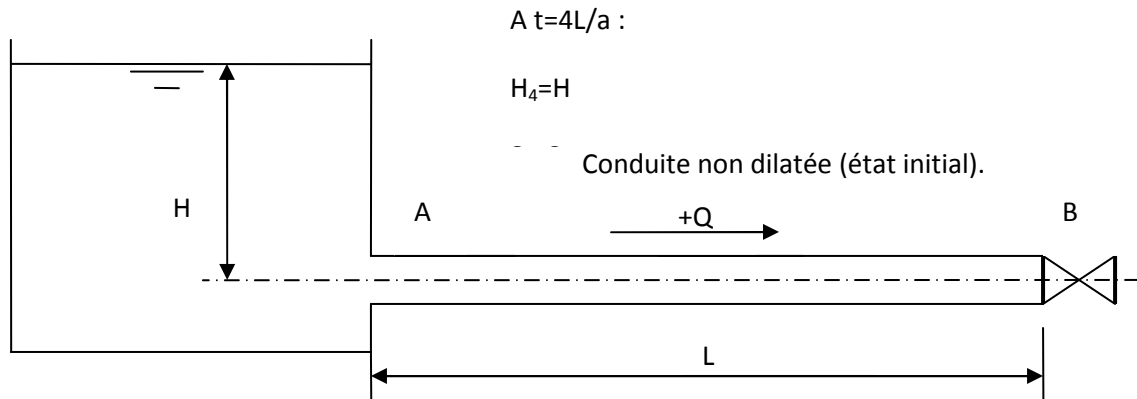
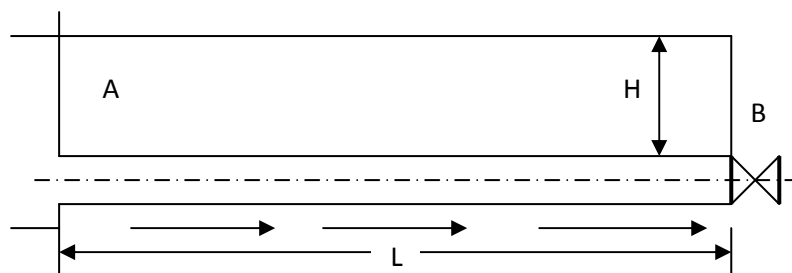


Fig (VIII.6) : Conduite non dilatée (état initial)

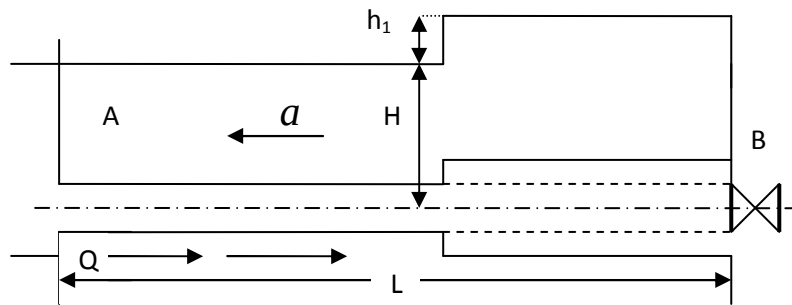
Le phénomène du coup de bélier se reproduirait indéfiniment (répétition de ses 4 phases) avec la même intensité à chaque fois, s'il n'était amorti par les pertes de charge dues aux frottements de l'eau avec les parois internes de la canalisation.

A la suite de cette analyse on arrive au fait que le coup de bélier qui accompagne la fermeture d'une vanne est un phénomène périodique de période $T = \frac{4.L}{a}$.

On représente la circulation des ondes dans la canalisation à différents instants après la fermeture de la vanne, et l'évolution de la conduite ainsi que le diagramme montrant la variation de la pression dans la figure ci-après (Fig (VIII.7)).

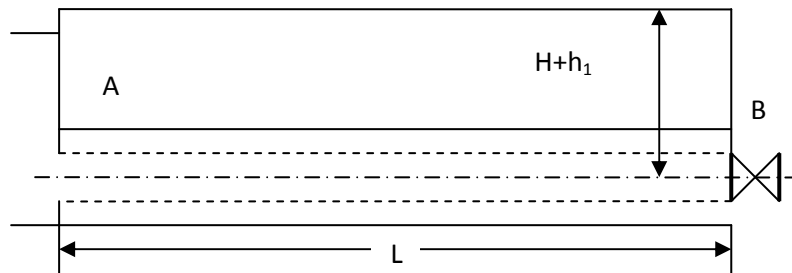


A l'instant $t=0$, la vanne est fermée ; une surpression se produit,



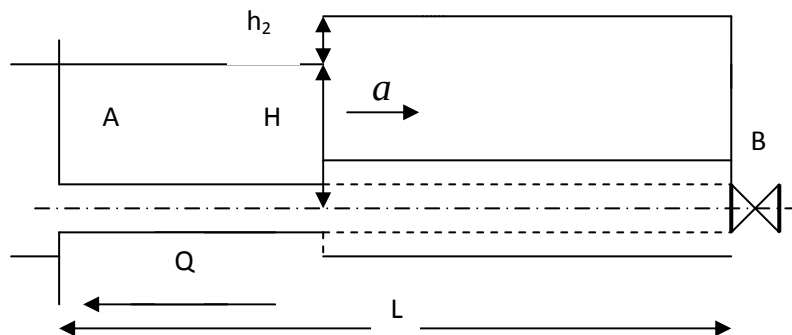
Une onde de surpression naît à proximité de B et se propage vers A

$$(q_1 = -Q ; h_1 = \frac{a}{g.S} . Q)$$



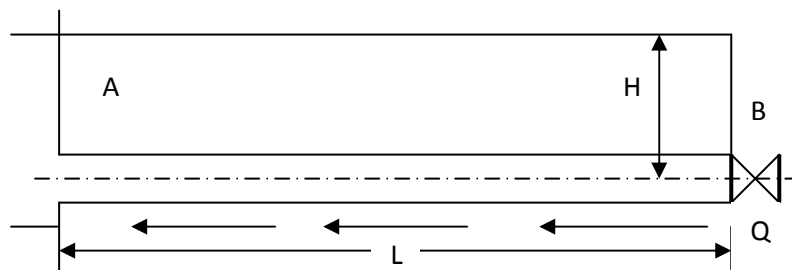
L'onde atteint l'extrémité A au temps $t=L/a$, $Q=0$

La conduite est complètement surpressée



L'onde quitte A et se redirige vers B

$$(q_2 = -Q ; h_2 = -\frac{a}{g.S} . Q)$$



Au temps $t=2L/a$, l'onde d'équilibre atteint B,

Une dépression se produit

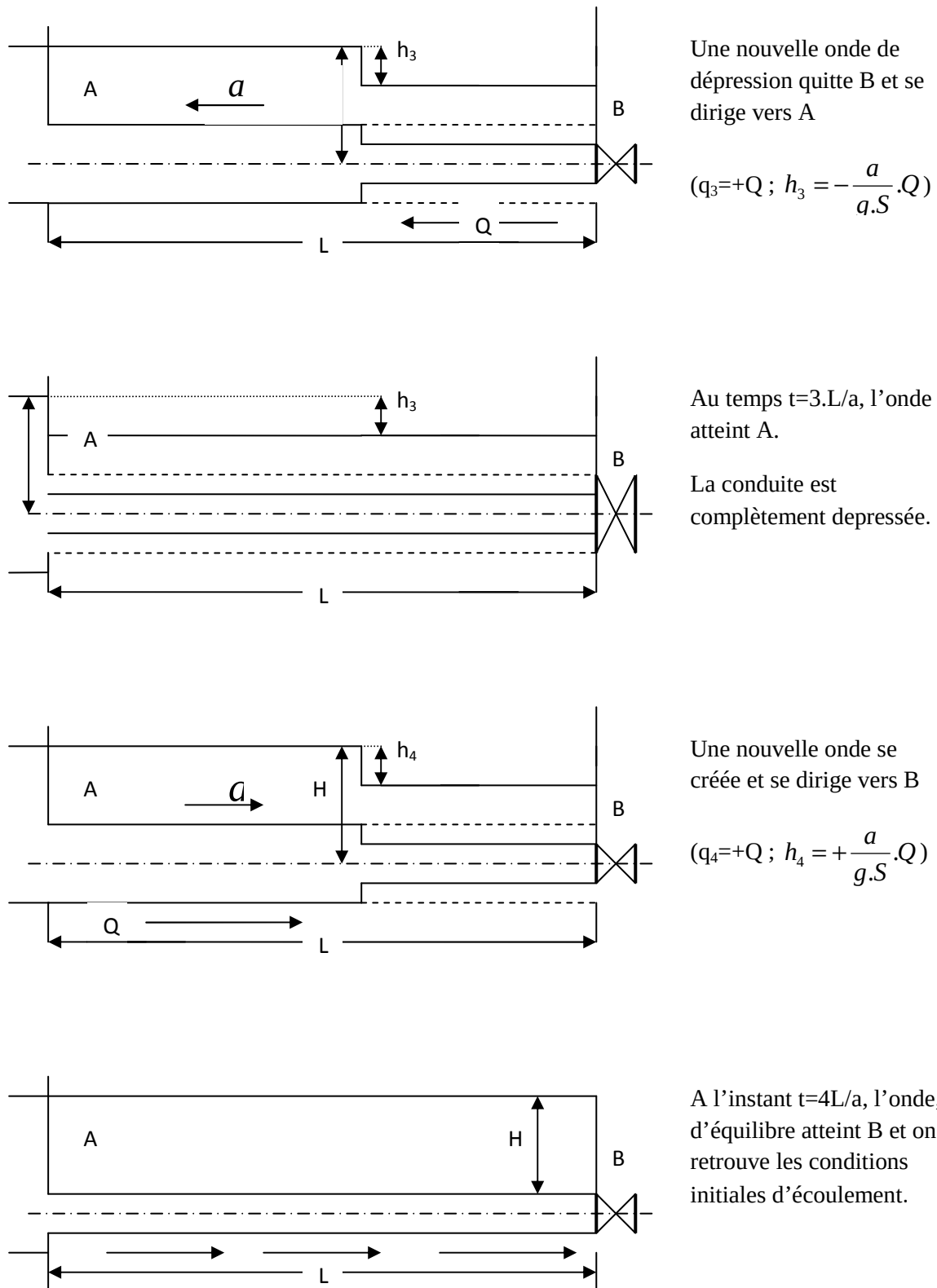


Fig (VIII.7) : La circulation d'onde, la variation de la pression et évolution de la conduite après une fermeture instantanée de vanne.

VIII.6. Célérité des ondes

On définit la célérité des ondes par la formule ci-dessous

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

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 ;

e : épaisseur de la conduite (m).

La célérité des ondes du coup de bélier dans une conduite en PEHD

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

La célérité des ondes du coup de bélier pour les autres matériaux de la conduite

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}}$$

VIII.7. Calcul de la valeur du coup de bélier

- Cas de la fermeture brusque ($t \leq \frac{2L}{a}$)

Dans le cas d'une fermeture brusque, la valeur de la pression due au coup de bélier est égale à :

$$b = \frac{a V_0}{g}$$

Formule de JUKOWSKI

Avec :

b : Valeur de coup de bélier exprimée en m de hauteur d'eau ;

V_0 : Vitesse de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur égale $9,81 \text{ m/s}^2$;

a : Célérité de propagation des ondes (m/s).

•Cas de fermeture lente $t > \frac{2L}{a}$

Formule de MICHAUD

$$b = \frac{2L \cdot V_0}{g t}$$

Avec :

L : Longueur de la conduite en m ;

Nous constatons que le coup de bélier est proportionnel à la longueur « L » et la vitesse de l'eau dans la conduite.

Valeur numérique de la pression maximale et minimale

Cas de surpression : La valeur maximale est égale :

$$P = H_0 + \frac{a V_0}{g}$$

Cas de dépression : La valeur minimale de la pression est égale :

$$P = H_0 - \frac{a V_0}{g}$$

Avec :

H_0 : est la pression de service (avant l'apparition du coup de bélier).

$$H_0 = H_g + 10$$

VIII.8. Moyens de protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite, qui doit être supérieur au temps de retour de l'onde de déformation de cette dernier.

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 \cdot L}{a}$$

T_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m)

VIII.8.1. Protection de la conduite reliant le (R₁) Akhendouk au (R₂) Ait Allahoum

Caractéristiques de la conduite :

Longueur de la conduite : $L = 1700$ m ;

Diamètre extérieur de la conduite : $D_{ext} = 90$ mm ;

Diamètre intérieur de la conduite : $D_{int} = 81.8$ mm ;

Epaisseur de la paroi : $e = 8.2$ mm ;

Vitesse moyenne d'écoulement : $V_0 = 1.52$ m/s.

Pression nominale : $PN = 20$

- Nous avons affaire à une conduite en PEHD, on calcule la célérité « a » :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K \frac{D}{e}}} = \frac{1240}{\sqrt{1 + 0,66 \frac{90}{10,1}}} = 472,704 \text{ m/s}$$

$$\mathbf{a = 472.704 \text{ m/s}}$$

- Le temps de retour de l'onde de déformation :

$$tr = \frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 1700}{472,704} = 7,19 \text{ s}$$

$$\mathbf{t_r = 7.19 \text{ s}}$$

- Valeur du coup de bélier en cas de fermeture brusque de la vanne :

$$b = \frac{a V_0}{g}$$

$$b = \frac{472,704 \cdot 1,52}{9,81} = 73,24 \text{ m};$$

$$\mathbf{b=73.24 \text{ m}}$$

- Valeur du coup de bélier en cas de fermeture lente de la vanne :

$$b = \frac{2 L \cdot V_0}{g t}$$

- Valeur maximum du coup de bélier en cas de fermeture brusque de la vanne :

$$b_{\max} = H_0 + b \implies b_{\max} = (H_g + 10) + b \implies b_{\max} = (94 + 10 + 73,24)$$

$$\Rightarrow b_{\max} = 179.24 \text{ m}$$

$b_{\max} = 179.24 \text{ m}$ est inférieure à 200 m, donc la conduite peut résister au coup de bélier sans aucune protection

VIII.8.2. Protection de la conduite reliant le (R₂) Ait Allahoum au (R₃) Larbaa

Caractéristiques de la conduite :

Longueur de la conduite : $L = 200 \text{ m}$;

Diamètre extérieur de la conduite : $D_{\text{ext}} = 90 \text{ mm}$;

Diamètre intérieur de la conduite : $D_{\text{int}} = 81,8 \text{ mm}$;

Épaisseur de la paroi : $e = 8,2 \text{ mm}$;

Vitesse moyenne d'écoulement : $V_0 = 1,52 \text{ m/s}$.

Pression nominale : $PN = 16$

- Nous avons affaire à une conduite en PEHD, on calcule la célérité « a » :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K \frac{D}{e}}} = \frac{1240}{\sqrt{1 + 0,66 \frac{90}{8,2}}} = 431.905 \text{ m/s}$$

$$a = 431.905 \text{ m/s}$$

- Le temps de retour de l'onde de déformation :

$$tr = \frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 200}{431.905} = 2,659 \text{ s}$$

$$tr = 0.92 \text{ s}$$

- Valeur du coup de bélier en cas de fermeture brusque de la vanne :

$$b = \frac{a V_0}{g}$$

$$b = \frac{431.905 \cdot 1,52}{9,81} = 66.92 \text{ m ;}$$

$$b = 66.92 \text{ m}$$

- Valeur du coup de bélier en cas de fermeture lente de la vanne :

$$b = \frac{2 L \cdot V_0}{g t}$$

- Valeur maximum du coup de bélier en cas de fermeture brusque de la vanne :

$$b_{\max} = H_0 + b \implies b_{\max} = (H_g + 10) + b \implies b_{\max} = (46 + 10 + 66.92)$$

$$\implies b_{\max} = 120.92 \text{ m}$$



$b_{\max} = 120.92 \text{ m}$ est inférieure à 160 m, donc la conduite peut résister au coup de bélier sans aucune protection.

VIII.9. Conclusion

Les conduites de notre adduction résistent aux coups de bélier

Conclusion générale

Au cours de ce modeste travail, nous avons essayé d'apporter une contribution à l'alimentation en eau potable du village de Larbaa. Notre étude englobe tous les points permettant de dégager les résultats nécessaires touchants la réalisation d'un projet d'AEP.

- L'estimation des besoins en eau potable indique qu'un débit de **8.068 l/s** sera nécessaire pour répondre aux besoins de village à long terme (2047).
- Le choix du matériau des conduites s'est porté sur le **PEHD**, qui présente beaucoup d'avantages (non corrosif, de bonnes caractéristiques hydraulique, flexible, disponible sur le marché ...) par rapport aux matériaux traditionnels.
- Pour l'adduction gravitaire, les conduites sont en **PEHD** avec une longueur de **1900 ml** et des diamètres normalisés de **(90)** mm. Le dimensionnement des conduites d'adduction gravitaire a été fait sur la base des besoins en eau de la population
- Vu le déficit entre les besoins de la population et le débit transféré, nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter un réservoir de stockage jumelés au réservoir existant de capacité **550 m³**.
- Pour la distribution, on a pris le réseau de notre région d'étude de type mixte (maillé et ramifié).
- Le calcul des réseaux est effectué par le logiciel de simulation hydraulique « **EPANET** ». Ce dernier est doté d'une gamme d'options afin d'assurer une alimentation en eau rationnelle et bien sécurisée. En effet les résultats du calcul nous montrent que les pressions de service sont en général satisfaisantes à condition d'installer des réducteurs de pression au niveau de quelques nœuds et des vitesses d'écoulement admissibles sauf quelques tronçon ou on doit installer des appareils de vidange.

Références Bibliographiques

Ouvrage :

Bonnin J. (1986)

Hydraulique urbaine (appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance). Edition Eyrolles. Paris.

Carlier M. (1972)

Hydraulique générale et appliquée. Édition Eyrolles. Paris.

CTTP : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires Chiali.

Dupont A. (1979)

Hydraulique urbaine. Tome 1 : Ouvrage et transport-Élévation distribution des eaux. Edition Eyrolles. Paris.

Hydro-Enginnering Etude et réalisations Hydrauliques (2007)

Etude des réseaux de distribution en eau potable.

LAMUVF 2003 : LEWIS A. Rossman manuel d'utilisateur version françaises (2003)

Epanet 2.0, simulation Hydraulique et qualité pour les réseaux d'Eau sous pression.

Projet de cours d'AEP.

Mémoires :

Ait ahcene M. (2008)

Alimentation en eau potable du flanc nord de la wilaya de Tizi-Ouzou à partir du barrage de Taksebt (Adduction : station de traitement - réservoir tampon), Mémoire de fin d'étude, ENSH.

AMARA O. et ELMIHOU B. (2012)

Etude de renforcement de la chaîne d'AEP des deux communes de Dellys et Afir à partir de la station de dessalement d'Eau de mer de Cap-Djinet.

Bouteldja T. et Zaghdoud A. (2008)

Contribution à l'étude du renforcement et de la réhabilitation de la chaîne d'adduction de la commune de Beni Yenni, Thèse d'ingénieur d'état en Agronomie U.M.M.T.O.

Bencheikh F. et Bentayeb K. (2010)

Contribution à l'étude de réhabilitation et de renforcement du réseau d'adduction d'eau des

Références Bibliographiques

vingt villages de la commune de benimaouche à partir du barrage de TichiHaf (Bejaia). Thèse d'ingénieur d'état en Agronomie U.M.M.T.O.

BELHOUARI O. et BEN YACOUB D. (2011)

Contribution à l'étude d'alimentation en eau potable de quatre villages de la commune Tirmitine à partir d'un forage .mémoire de fin d'étude. Thèse d'ingénieur d'état en Agronomie U.M.M.T.O.

BEN KARRAD W. et DEKHLI I. (2012)

Contribution a l'alimentation en eau potable de l'ACL et le vas Gouffaf de la commune de Baghlia

BOUKLIFA M. (2006)

Coup de bélier en cas gravitaire en charge avec influence du sol et loi de manœuvre.

Chetouane S. et Kachi S. (2008)

Contribution à l'alimentation en eau potable du Flanc Sud de Tizi-Ouzou à partir du barrage KoudietAcerdoune à Bouira.Exemple de la commune de Bounouh.Thèse d'ingénieur d'état en Agronomie U.M.M.T.O.

Dahdouh H. et Hadj Ali T. (2005)

Contribution à l'étude de renforcement de la chaine d'adduction en AEP de la commune d'Afir à partir du barrage de Taksebt. Thèse d'ingénieur d'état en Agronomie. (U.M.M.T.O).

Guerguour S. (2011)

Raccordement de l'AEP des villagesd'Ath-Mendes et d'Ath-Kouffi de la commune de Boghni au transfert reliant le barrage KoudietAcerdoun et le flanc sud de la wilaya de Tizi-Ouzou.Mémoire de fin d'étude, ENSH.

Ihaddadene F.et Lefgoum S. (2009)

Contribution à l'étude de l'alimentation et de la réhabilitation de la chaine d'adduction en eau potable des 16 villages des communes :Irdjene, larbaà-Nath-Irathen, et Tizirached, à partir du barrage de Taksebt

MOUSSAOUI M. et MEROUANE R. (2013)

Alimentation en eau potable du village Tala Bouzrou à partir d'un nouveau réservoir d'Ichariouene

Références Bibliographiques

Publications :

Abdessemed F. et Dr.Fourar A. (2011)

Edition Sciencelibe : Etude comparative sur le phénomène de propagation des ondes élastiques dans les conduites en charge.

Chaoui S. (2010)

Contribution à l'étude des écoulements transitoires en charge.

Annexe 1 : Paramètres physicochimiques (OMS 1986).

Paramètres	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 mg/l Ca CO ₃	35 350	/

Annexe 2 : Paramètres bactériologiques (OMS 1986).

Paramètres	Eau non traitée	Eau a la distribution
Germes totaux à 37°C	5 mg/l	2
Germes totaux à 22° C	100	200
Coliformes	3	0/100
Echérichia coli	0/100	0/100
Streptocoques fécaux	0/100	0/100
Colistridium sulfo réducteurs	2/20	0/5
Salmonelles	0	0/5
Vibrios chlérique	0	0

Annexe 3 : Gamme de prix.



GROUPE K-PLAST
FABRICATION DE TUBES PVC & PE

UNITE TUBE

GAMME DE PRIX
TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)
Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD PN06

Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix H.T DA/100 ML	
P3513003	Ø25	-	36,28	42,45	PE80
P3513006	Ø32	-	48,35	56,57	PE80
P3513009	Ø40	2.0	64,6	75,58	PE80
P3513012	Ø50	2.4	98,25	114,95	PE80
P3513015	Ø63	3.0	160,25	187,49	PE80
P3513018	Ø75	3.6	225,21	263,49	PE80
P3513022	Ø90	4.3	296,03	346,36	PE100
P3513025	Ø110	4.0	357,85	418,70	PE100
P3513040	Ø125	-	473,08	553,50	PE100
P3513030	Ø160	5.8	770,85	901,89	PE100
P3513044	Ø200	7.2	1 163,39	1 361,17	PE100
P3513050	Ø250	9.1	1 950,00	2 281,5	PE100
P3513042	Ø315	11.4	3 080,00	3 603,6	PE100
P3513039	Ø400	14.5	5 134,24	6 007,06	PE100
P3513051	Ø500	19.1	6 938,13	8 117,61	PE100
P3513052	Ø630	24.1	12 682,50	14 838,53	PE100

TUBES PEHD PN10

Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix H.T DA/100 ML	
P3513060	Ø20	-	29,07	34,01	PE80
P3513004	Ø25	2.5	38,28	44,79	PE80
P3513007	Ø32	2.5	55,48	64,91	PE80
P3513010	Ø40	3.0	84,10	98,40	PE80
P3513013	Ø50	3.7	135,26	158,25	PE80
P3513016	Ø63	4.7	209,69	245,34	PE80
P3513019	Ø75	5.6	300,50	351,59	PE80
P3513023	Ø90	5.4	359,09	420,14	PE100
P3513026	Ø110	6.6	540,50	632,39	PE100
P3513028	Ø125	7.4	660,13	772,35	PE100
P3513031	Ø160	9.5	1 142,25	1 336,43	PE100
P3513033	Ø200	11.9	1 650,84	1 931,48	PE100
P3513035	Ø250	14.8	2 595,00	3 036,15	PE100
P3513041	Ø315	18.7	4 093,57	4 789,47	PE100
P3513038	Ø400	23.7	6 698,74	7 837,53	PE100
P3513049	Ø500	29.7	10 152,51	11 878,44	PE100
P3513048	Ø630	37.4	15 738,79	18 414,38	PE100

TUBES PEHD PN16

Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix H.T DA/100 ML	
P3513001	Ø20	2.3	32,18	37,66	PE80
P3513005	Ø25	2.8	50,85	59,49	PE80
P3513008	Ø32	3.6	78,51	91,86	PE80
P3513011	Ø40	4.5	120,95	141,51	PE80
P3513014	Ø50	5.6	188,28	220,29	PE80
P3513017	Ø63	7.1	297,95	348,60	PE80
P3513020	Ø75	8.4	407,8	477,13	PE80
P3513024	Ø90	8.2	510,71	597,53	PE100
P3513027	Ø110	10.0	757,19	885,91	PE100
P3513029	Ø125	11.4	967,90	1 132,44	PE100
P3513032	Ø160	14.6	1 560,00	1 826,20	PE100
P3513034	Ø200	18.2	2 472,00	2 892,24	PE100
P3513036	Ø250	22.7	3 815,00	4 463,55	PE100
P3513043	Ø315	28.6	5 850,00	6 844,50	PE100
P3513045	Ø400	36.3	9 320,00	10 904,40	PE100
P3513053	Ø500	45.4	14 911,00	17 445,81	PE100
P3513047	Ø630	57.2	23 123,50	27 054,50	PE100

TUBES PEHD PN20

Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix H.T DA/100 ML	
P3513101	Ø20	2.3	38,01	44,47	PE100
P3513102	Ø25	3.0	53,29	62,35	PE100
P3513103	Ø32	3.6	82,22	96,20	PE100
P3513104	Ø40	4.5	128,15	149,94	PE100
P3513105	Ø50	5.6	200,7	234,82	PE100
P3513106	Ø63	7.1	338,73	396,31	PE100
P3513107	Ø75	8.4	447,35	523,40	PE100
P3513108	Ø90	10.1	627,09	733,70	PE100
P3513109	Ø110	12.3	948,86	1 110,17	PE100
P3513110	Ø125	14.0	1 202,75	1 407,22	PE100
P3513111	Ø160	17.9	1 947,59	2 278,68	PE100
P3513112	Ø200	22.4	3 121,70	3 652,39	PE100
P3513113	Ø250	27.9	4 846,33	5 670,21	PE100
P3513114	Ø315	35.2	7 585,88	8 875,48	PE100
P3513115	Ø400	44.7	12 110,03	14 168,74	PE100
P3513054	Ø500	55.8	19 063,81	22 304,66	PE100
-	Ø630	-	-	-	PE100

* Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Couronnes (Rouleaux) de 100 ML.
* Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ML.
* Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 06 ML.

Zone Industriel seiff TEL: 036 92 41 12/93 11 80 FAX: 036/93 56 80

Un "K" à retenir ...

Annexe 4 : Abaque de pertes de charge

