

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DE LA GENIE DE LA CONSTRUCTION

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER PROFISIONNELE

Spécialité : Genie civil

Option : Construction Hydraulique et Aménagement

THEME

*Etude de renforcement de la chaine
d'alimentation en eau potable de la
commune d'ait toudert à partir des forages*

Présenté par :

M^{elle} OUHADJ lamia

M^{elle} ABERKANE kahina

Proposé par :

M^{me} : BOUZELHA karima

Promotion: 2012-2013

Remerciement

Nous tenons à remercier et rendre grâce à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de mener à bien terminer ce modeste travail.

Au terme de ce modeste travail nous tenons à adresser notre plus sincères et vifs remerciements et gratitude à notre promotrice M^{me} HAMMOUM.K et le Co-promoteur M^r HAMMOUM.H pour leur encadrement et leur orientations judicieuses.

Nous tenons également à exprimer nos profondes gratitudes et nos vives reconnaissances à l'égard des membres de jury pour avoir accepté d'examiner et de juger ce travail.

Toute notre gratitude est adressée à tout le personnel de la subdivision de l'Algérienne Des Eaux de Tizi Ouzou, en particulier à M^r CHERGI le directeur de l'unité pour sa gentillesse ces encouragements et ces conseils prestigieux sans oublier M^r LADJEL.S ingénieur d'état en Génie civil à l'assemblée Populaire Communale d'Ait Toudert), M^r FERDJI.R ingénieur d'état en hydraulique à l'assemblée Populaire Communale (APC d'Ouacif).

Nos remerciements s'adressent aussi à M^r DJOUDER, de la DHW de Tizi Ouzou, sans oublier M^r Yazidi responsable des ressource en eau pour leurs encouragements, leurs aides et leurs soutiens; je remercie vraiment M^{elle} TAMEL SOUHILA; étudiante en 5^{ème} années option «hydraulique Agricole ».

Que tous ceux que on contribué à notre formation, particulièrement les enseignants de département de Génie civil sans oublier les enseignants de la formation construction hydraulique et aménagement de Tizi Ouzou, trouvent ici notre profonde reconnaissance.

Notre plus vifs remerciements vont également à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail mais qui ne sont pas cités ici, nous les remercions tous.

Chapitre 1 : Présentation de la région d'étude

Introduction	01
1.1. Situation géographique	01
1.2. Evolution historique	03
1.3. Situation géologique	03
1.4. Situation topographique	03
1.5. Situation géotechnique	04
1.6. Situation socio-économique	05
1.6.1. Données démographiques	05
1.6.2. Infrastructures et équipements publics	05
1.7.1. Etude de la pluviométrie	06
1.7.2. Etude des températures	08
1.7.3. Diagramme Ombrothermique	09
1.8. Vent	10
1.9. Séismicité	10
1.10. Situation hydraulique	10
1.10.1. Ressources en eau	10
1.10.2. Assainissement des eaux usées	10
Conclusion	11

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau de la population

Introduction.....	12
2.1. Évaluation de la population de la zone d'étude	12
2.1.1. Évolution de la population future	12
2.2. Consommation moyenne journalière	14
2.2.1. Dotation	14
2.3. Différents types des besoins	14
2.3.1. Besoin domestiques	14
2.3.2. Besoins des équipements publics	15
2.3.2.1. Besoins Scolaires	15

2.3.2.2. Besoins sanitaires	15
2.3.2.3. Besoins socioculturels	16
2.3.2.4. Besoins municipaux	16
2.3.2.5. Besoins d'arrosages	16
2.3.2.6. Besoins d'élevages	17
2.3.2.7. Besoins Commerciaux	17
2.3.3.8. Besoins du secteur industrie I	18
2.4. Récapitulation des besoins des équipements publics	18
2.5. Détermination de la dotation réelle	19
2.6. Besoins futur	20
2.7. Estimation des besoins en eau en tenant compte les pertes	21
2.8. Étude des variations des débits.....	22
2.8.1. Coefficient d'irrégularité.....	22
2.8.1.1. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$).....	22
2.8.1.2. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$).....	22
2.8.1.3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$).....	23
2.8.1. Détermination des débits journaliers.....	24
2.8.2.1. Variation de la consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$).....	24
2.8.2.2. Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$).....	24
2.8.3. Variation de la consommation horaire.....	25
2.8.3.1. Débit moyen horaire	25
2.8.3.2. Débit maximale horaire	25
Conclusion	26

Chapitre 3 : Ressource en eau, qualité et mobilisation

Introduction	27
3.1. Ressource en eau	27
3.2. Description de la chaine d'adduction	27
3.2.1. Infrastructure de la chaine d'adduction	27
3.2.1.1. Adduction par refoulement	27
3.2.1.2. Adduction gravitaire	28

3.3. Les caractéristiques de la nouvelle chaîne.....	28
3.3.1. Caractéristiques du forage.....	28
3.3.2. Implantation du forage.....	29
3.4. Mobilisation des ressources.....	30
3.4.1. Définition d'un essai de pompage.....	31
3.4.2. L'objectif des pompages d'essai.....	31
3.4.3. Principaux types d'essais de pompage	32
3.4.3.1. Essai par paliers	32
3.4.3.2. Essai à débit constant	32
3.4.3.3. Essai de remontée	32
3.5. Les propriétés de l'aquifère	32
3.5.1. La transmissivité	32
3.5.2. Le coefficient de perméabilité K	32
3.5. Hypothèse de Dupuit	33
3.6. Formule de JACOB	34
3.7. Méthode de calcul	35
3.7.1. Résultats de l'essai de pompage	35
3.7.2. Calcul de la transmissivité	35
3.7.3. La perméabilité k	37
3.7.4. Espacement des puits de captage (rayon d'action) R	37
Conclusion	40

Chapitre 4 : Etude d'Adduction

Introduction	41
4.1. Définition de l'adduction	41
4.1.1. Adduction gravitaire	41
4.1.2. Adduction par refoulement	41
4.1.3. Adduction mixte	41
4.2. Choix du tracé	41
4.3. Choix du matériau de la conduite	42
4.4. Equipement hydraulique des conduites d'adduction.....	43
4.4.1. Point bas	43

4.4.1.1. Vanne de sectionnement	43
4.4.1.2. Vidange	43
4.4.1.3. Clapets de retenue	43
4.4.2. Points hauts (Ventouse)	44
4.5. Etude technico-économique de l'adduction par refoulement	44
4.5.1 Choix de la gamme des diamètres.....	44
4.5.2. Evaluation des frais d'amortissement (F_{am}).....	45
4.5.3. Evaluation des frais d'exploitation.....	45
4.5.3.1. Calcul de la vitesse de l'écoulement.....	45
4.5.3.2. Calcul des pertes de charge	46
4.5.3.3. Calcul de la hauteur manométrique total Hmt	48
4.5.3.4. Calcul de la puissance absorbée par la pompe P	49
4.5.3.5. Energie consommé par la pompe	49
4.5.4 Le bilan des frais F_t	49
4.5.5. Choix de la pression nominale.....	49
4.5.5.1. Calcul de la pression maximale et minimale	49
4.5.5.2. Calcul de la valeur de coup de bélier	50
4.5.5.3. Calcul de la célérité des ondes du bélier	50
4.5.6 Organigramme de calcul des conduites d'adduction par refoulement.....	52
4.6. Etude technico-économique de l'adduction gravitaire.....	53
4.6.1. Hauteur géométrique	53
4.6.2. Diamètre économique	53
4.6.3. Vitesse d'écoulement	53
4.6.4. Pertes de charges	53
4.6.5. Pression au sol	53
4.6.6. Calcul de la pression statique du flotteur	54
4. 6.7. Organigramme de calcul des conduites d'adduction gravitaires.....	55
4.7. Etude du projet	56
4.7.1. Calcul technique du projet	56
4.7.2. Etude de la chaîne d'adduction de refoulement.....	56

5.7.3. Calcul de l'adduction gravitaire de la chaîne.....	61
---	----

Conclusion	63
------------------	----

Chapitre 5 : Pose et protection des conduites.

Introduction	64
--------------------	----

5.1. Différents types de pose de conduites	64
--	----

5.1.1. Pose en terre	64
----------------------------	----

5.1.2. Traversée des routes	65
-----------------------------------	----

5.1.3. Traversée d'oueds	66
--------------------------------	----

5.1.4. Butée et amarrage	66
--------------------------------	----

5.2. Différentes mises en place des canalisations	68
---	----

5.2.1. Réalisation des fouilles	68
---------------------------------------	----

5.2.2. Préparation de la canalisation	69
---	----

5.2.3. Épreuve des joints et canalisation principale	69
--	----

5.2.4. Essai général du réseau	70
--------------------------------------	----

5.2.5. Remblaiement de la tranchée	70
--	----

5.2.6. Désinfection du réseau	70
-------------------------------------	----

Conclusion	71
------------------	----

Chapitre 6 : Etude des réservoirs

Introduction	72
--------------------	----

6.1. Définition et rôle	72
-------------------------------	----

6.2. Implantation des réservoirs	72
--	----

6.3. Classification des réservoirs	73
--	----

6.3.1. Classification selon les matériaux de construction	73
---	----

6.3.2. Classification selon la situation des lieux	74
--	----

6.3.3. Classification selon l'usage	74
---	----

6.3.4. Classification selon la forme géométrique	74
--	----

6.4. Construction des réservoirs.....	74
---------------------------------------	----

6.4.1. Généralité	74
6.4.2. Détermination de la forme et proportion des réservoirs	74
6.4.2.1. Forme	74
6.4.2.2. Hauteur d'eau	75
6.5. Equipements hydrauliques du réservoir.....	75
6.5.1. Conduite d'adduction ou d'arrivée	76
6.5.2. Conduite de distribution ou de départ	77
6.5.3. Conduite de trop-plein	77
6.5.4. Conduite de vidange	77
6.5.5. Conduite by-pass	77
6.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	78
6.6. Exigences techniques à satisfaire	78
6.6.1. Résistance	78
6.6.2. Étanchéité	78
6.6.3. Durabilité	78
6.6.4. Isolement thermique	79
6.7. Entretien du réservoir	79
6.8. Hygiène et sécurité	79
6.9. Calcul de la capacité des réservoirs	79
6.9.1. Calcul forfaitaire	80
6.9.2. Méthode graphique	80
6.9.3. Méthode analytique.....	80
6.9.4. Calcul de la capacité de réservoir de transit.....	81
6.9.5. Calcul de la capacité de réservoir de stockage et de transit de Tourirt à la cote 528 m NGA.....	82
6.9.6. Dimensionnement des réservoirs.....	83
6.9.6.1. Section des réservoirs projetés.....	83
6.9.6.2. Diamètre du réservoir.....	84
6.9.7. Les frais de construction des réservoirs.....	85
Conclusion	85

Chapitre 7 :Etude et choix des pompes

Introduction	86
7.1. Définition de la pompe	86
7.2. Les différents types de pompes	86
7.3. Critères généraux des pompes	88
7.3.1. La vitesse de rotation	88
7.3.2. Le débit « Q » d'une pompe	88
7.3.3. Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt	88
7.3.4. Les puissances (utiles et absorbées)	89
7.4. Choix des pompes	89
7.5. Courbe caractéristique des pompes	90
7.6. Courbe caractéristique de la conduite	90
7.7. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement	91
7.8. Point de fonctionnement pour les couplés	92
7.8.1. Pompes en série	92
7.8.2 Pompes en parallèle	93
7.9. Réglage du fonctionnement des pompes	94
7.9.1. Diminution du temps de pompage	94
7.9.2. Réglage du débit	94
7.8.2.1. Vannage sur la canalisation de refoulement	94
7.9.2.2. Modification du nombre de tours	95
7.9.2.3. Utilisation d'un by-pass	95
7.9.3. Réglage des pompes sur un réseau	95
7.9.3.1. Rognage	95
7.9.3.2. Affutage	96
7.10. Phénomène de cavitation	96
7.11 Montage des pompes- pompe à axe horizontal ou vertical	99
7.12. Amorçage des pompes centrifuges	99
7.12.1. Cas des pompes à axe horizontal	100
7.13. Etude et choix des pompes	100

<i>7.13.1. Elévation des eaux des forages « F1 ; Pj1 et F2 ; Pj1 et F3 ; Pj2 » situé sur la rive gauche d'Assif d'Oucif vers la bêche de reprise BR..</i>	
<i>de transit de la SR1.....</i>	<i>100</i>
<i>7.13.2. Elévation de l'eau de la station de reprise SR1 de Tourirt vers le réservoir de tête.....</i>	<i>101</i>
conclusion.....	106

Chapitre 8 :Protection des conduite contre le coup de bélier

Introduction	107
8.1. Définition.....	107
8.2. Analyse physique du phénomène.....	107
8.4. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	110
8.4.1. Volants d'inertie.....	110
8.4.2. Soupape de décharge.....	111
8.4.3. Cheminées d'équilibre.....	111
8.4.4. Le réservoir d'air.....	112
8.5. Protection des conduites contre le coup de bélier	113
8.5.1. Calcul des réservoirs d'air	113
8.5.2. Choix de la Méthode.....	114
8.5.3. Organigramme de calcul de coup de bélier	116
8.5.4. Protection de la conduite reliant le point de jonction Pj2 et la station de reprise	117
Conclusion.....	118

ACL: Agglomération Chef Lieu.

ADE : Algérienne Des Eaux.

AEP : Alimentation en Eau Potable.

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques.

APC : Assemblée Populaire Communale.

Cons : Consommation.

Cr: Côte Radier

C_{tp} : Côte Trop- Plein

Cw : chemin de la willaya

D : Diamètre

Dex : Diamètre extérieur

DHW : Direction d'Hydraulique de la Wilaya

Dint : Diamètre intérieur.

DN : Diamètre Nominal

D.P.A.T : Direction de la planification et d'Aménagement du Territoire.

Dth : Diamètre Théorique.

H : Hauteur.

Ha : Hectare.

Hg : Hauteur géométrique.

Hmt : Hauteur manométrique totale.

Max : Maximum.

Min : Minimum.

m.c.e : mètre colonne d'eau ;

Moy : Moyen.

MES : Matière En Suspension.

NGA : Niveau géodésie de l'Algérie.

NPSHd : Charge nette d'aspiration Disponible.

NPSHr : Charge nette d'aspiration Requise.

NTU : Nephelometric Turbidité Unit.

OMS : Organisation Mondiale de la Santé.

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.

PEBD : Polyéthylène à Basse Densité.

PE : Polyéthylène.

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

PN : Pression Nominale.

POS : plan d'occupation des sols

Pt : Point.

Q : Débit.

R : Réservoir.

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

RS : Réservoir de Stockage.

RT : Réservoir de transit.

RST : Réservoir de stockage et de transit.

S : Section.

SAU : Surface Agricole Utile.

SP : Station de Pompage.

SR : Station de Reprise

TA : Titre Alcalimétrique.

TAC : Titre Alcalimétrique Complet.

TDS : Taux de Matières Dissoutes.

TH : Titre Hydrométrique.

Figure 1.1 : Situation administrative de la commune d'AIT TOUDERT.....	2
Figure 1.2 : Extrait de la Carte d'état major de Tizi Ouzou à l'échelle 1/25 000°.....	4
Figure1.3 : La précipitation moyenne mensuelle (2000-2010).....	7
Figure1.4 : Température mensuelle moyenne (2000-2010).....	8
Figure1.5 : Diagramme Ombrothermique	9
Figure 2.1 : l'évolution de la population pour les différents horizons.....	13
Figure 2.2: La variation de coefficient β_{max} en fonction de nombre d'habitant.....	23
Figure 3.1 : Réalisation des forages.....	30
Figure 3.2 : rayon d'action dans une nappe.....	34
Figure 3.3 : Présentation des forages projetés sur la carte d'état major.....	39
Figure 4.1: Choix de notre tracé sur la carte Google Earth	42
Figure 4.2 : Clapet à double battant.....	43
Figure 4.3 : venteuse.....	44
Figure4.4 : Refoulement avec uneseule conduite.....	48
Figure 4.5 : Courbe caractéristique d'uneconduite de refoulement.....	48
Figure 4.6 : présentation de la surpression maximale et la dépression maximale dans une adduction gravitaire.....	50
Figure 4.7 : Adduction gravitaire avec une seule conduite.....	54
Figure 4.8 : Courbe caractéristique d'une conduite gravitaire.....	54
Figure4.9 : Schéma asymptote pour l'étude des variantes.....	57
Figure 5.1 : pose des conduites en terre.....	65
Figure 5.2 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine.....	65
Figure 5.3 : Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.....	66
Figure 5.4 : Traversée d'oueds.....	66
Figure 5.5: Butées et amarrages	67
Figure 5.6 : : Pose en tranchée	68
Figure5.7 : Réalisation de la fouille	69
Figure 5.8 : Remblayage des tranchées	70
Figure 6.1.Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération.....	73
Figure 6.2.Emplacement du réservoir en altitude.....	73
Figure 6.3. Emplacement des équipements hydrauliques dans un réservoir.....	76
Figure 6.4 : By-pass.....	77
Figure 6.5 : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	78
Figure6.6 : Capacité de stockage nécessaire à différentes heures de la journée.....	83
Figure. 7.1 : Constitution d'une pompe centrifuge.....	87
Figure 7.2 : Classification des pompes centrifuges.....	87

Figure 7.3 : Types de rotors.....	87
Figure. 7.4 Point de fonctionnement d'une pompe dans une	92
Figure. 7.5 : Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite.....	93
Figure 7.6 : Pompes en série.....	93
Figure 7.7 : Pompes en parallèle.....	93
Figure 7.8 : Réduction du temps de pompage.....	94
Figure7.9 : Modification du nombre de tours N	95
Figure. 7.10 : Photos illustrant le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.....	97
Figure 7.11 : Graphe des courbes NPSH.....	98
Figure 8.1 : Coup de bélier dans une conduite de refoulement.....	108
Figure 8.2 : Coup de bélier dans une conduite gravitaire.....	110
Figure 8.3 : Volants d'inertie.....	111
Figure8.4 : Soupape de décharge.....	111
Figure8.5: Cheminées d'équilibre.....	112
Figure8.6 : installation du réservoir d'air.....	112
Figure8.7 : Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir.....	115
Figure 8.8 : Capacité du réservoir d'air.....	118

Tableau 2.1 : Évolution de la population selon les RGPH de l'année 2008.....	12
Tableau 2.2 : Évolution de la population pour les horizons considérés.....	13
Tableau 2.3 : Besoins domestique pour les différents horizons.....	15
Tableau 2.4 : Besoins Scolaires.....	15
Tableau 2.5 : Besoins sanitaires	15
Tableau 2.6 : Besoins socioculturel.....	18
Tableau 2.7 : Besoins de secteur municipal	18
Tableau 2.8 : Besoin d'arrosage.....	18
Tableau 2.9 : Besoins d'élevages	17
Tableau 2.10 : Besoins Commerciaux.....	17
Tableau 2.11 : Besoins industriel	18
Tableau 2.12 : Récapitulation des besoins des équipements publics pour l'année 2013	18
Tableau 2.13. Récapitulatif de la consommation en eau moyenne total de l'année 2013.....	19
Tableau 2.14 : Évolution des besoins des équipements publics de l'année 2013.....	19
Tableau 2.15 : Évolution des besoins industriels de l'année 2013.....	19
Tableau 2.16 : Récapitulatif des volumes facturés durant l'année 2012.....	20
Tableau 2.17 : Dotation réelle à la consommation.....	20
Tableau 2.18 : Évaluation des besoins domestiques.....	20
Tableau 2.19 : Évaluation des besoins des équipements publics.....	21
Tableau 2.20 : Évaluation des besoins industriels.....	21
Tableau 2.21 : Récapitulatif des besoins moyens journaliers à court, moyen et long terme.....	21
Tableau 2.22: Récapitulatif des besoins en eau de la commune en tenant compte les pertes.....	22
Tableau 2.23 : Valeurs de coefficient « β » en fonction du nombre d'habitants.....	23
Tableau 2.24 : Récapitulatifs des débits maximums et minimums journaliers dans les différents	25
Tableau 2.25: Récapitulatif de la variation de la consommation horaire.....	25

Tableau 3.1: les caractéristiques de tronçon2.....	28
Tableau 3.2 :coordonnées du forage	29
Tableau 3.3 : Relation entre la porosité et la perméabilité K	32
Tableau 3.4 : essai de pompage long durée.....	35
Tableau 4.1 : Calculs des pressions au sol pour la première variante.....	57
Tableau 4.2 : Calculs des pressions au sol pour la deuxième variante.....	58
Tableau4.3 : Calculs des dépenses totales pour la deuxième variante.....	58
Tableau 4.4 : Calculs des pressions au sol pour la troisième variante.....	59
Tableau 4.5 : Calculs des pressions au sol pour la troisième variante.....	59
Tableau4.6 : Récapitulatif du tronçon	62
Tableau 5.1 : le coefficient K en fonction du sinus du demi-angle x entre les deux conduites.....	68
Tableau 6.1 : Valeurs indicatives pour les réservoirs petits et moyens.....	75
Tableau6.2 : La capacité du réservoir de transit de la SR projetée.....	82
Tableau 6.3 : Récapitulatif de calcul de la capacité du réservoir à l'horizon 2043.....	82
Tableau 6.4 : Récapitulatif de la capacité du réservoir de stockage et de transit à projeté à l'horizon 2043.....	83
Tableau 6.5 : Caractéristiques des réservoirs projetés.....	84
Tableau 6.6 : Récapitulatif des capacités et frais des réservoirs.....	85
Tableau 7.1 : caractéristique de la pompe F ₁	101
Tableau 7.2 : caractéristique de la pompe.....	102
Tableau7.3 : equation de la hauteur manométrique de la conduite de refoulemen.....	102
Tableau 7.4 : caractéristique de la conduite.....	102
Tableau 7.5 :point de fonctionnement de la pompe.....	104
Tableau7.6 : Résultat de réduction de temps de pompage.....	104
Tableau7.7 : Résultat de vannage.....	105
Tableau7.8 : Résultat de rognage.....	105
Tableau 7.9 : caractéristique de la dépense électrique journalière.....	106
Tableau 8.1 : caractéristique de la conduite.....	117
Tableau 8.2 : Dimensionnement du réservoir d'air.....	117

INTRODUCTION GENERALE

Le chef lieu d'Ait Toudert a commencé à s'urbaniser à partir 1985 (date de découpage administratif). Il est bien sur beaucoup moins peuplé que les villages limitrophes. Le parc logement du chef lieu est très faible, constitué d'un petit ensemble de construction individuelles.

Le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement considérable des structures urbaines impliquant. Ces derniers ont rendu de plus en plus délicat le manque d'alimentation en eau potable dans ces nouveaux villages Tahachat, Taourirt, Ait Tahar, Ait Vnamani.

D'après le PDAU, une nouvelle dynamique est donnée à cette agglomération, avec les programmes de logement nouveaux, ainsi que la réalisation de certains équipements, tels que le centre de santé, agence PTT, siège APC, maison de jeunes et un collège.....etc.

Donc :

Comment peut-on élaborer un réaménagement adéquat contenant de l'habitat et des équipements en conjuguant plusieurs paramètres, à savoir la structure, la typologie, l'espace public, l'accessibilité, l'intégration avec le tissu existant afin d'assurer un développement durable de la région en répondant aux besoins actuels de la population ?

Dans le cadre de cette étude nous tenterons de répondre à cette question. Ainsi nous répartissons le travail comme suit :

- ✓ présentation de la région d'étude pour cité l'état des lieux de la région d'étude et leur situations ;
- ✓ estimation des besoins en eau de la ville pour s'avoir la consommation moyenne journalière de la zone d'étude à long terme.
- ✓ faire l'inventaire des ressources en eau existante, afin de définir la ressource à mobiliser puis on est amené à l'analyse de la qualité de l'eau ;
- ✓ étude d'adduction ; où on propose un schéma d'adduction adéquat pour notre projet d'alimentation ;
- ✓ pose et protection des conduites pour faire une bonne mise en place des conduites et des différents équipements accessoires ;
- ✓ étude des réservoirs pour déterminer la capacité des réservoirs à projeté ;
- ✓ étude et choix des pompes pour permettre d'acheminé l'eau, du champ de captage vers le réservoir de tête ;

- ✓ protection des conduites contre le coup de bélier afin d'augmenter la durée de vie de nos installation, et d'assurer un bon fonctionnement de ces dernières;
- ✓ et enfin nous terminons par une conclusion générale relatant les conséquents résultats de notre travail.

Introduction

Pour les besoins de notre projet d'alimentation en eau potable de la commune d'Ait Toudert, nous présentons, dans ce premier chapitre, l'état des lieux de la région ; à savoir la situation géographique, géologique, topographie, climatique, géotechnique, la situation socio-économique et enfin la situation hydraulique.

1.7. Situation géographique

La commune d'Ait Toudert est une des communes de la daïra d'Ouacif. Elle est située à **45km** environ au Sud Est de chef lieu de la wilaya de Tizi Ouzou. Elle s'étale sur une superficie de **34,58 km²**. C'est une localité pauvre et dépourvue de toutes ressources en eau, de ce fait il y a lieu de la doter de toutes les commodités afin de la rendre vivante et attrayante.

La commune d'Ait Toudert est délimitée comme suit (figure 1.1) :

- au Nord par la commune de Beni Yenni ;
- à l'Est par la commune d'Ouacif ;
- au Sud par la commune d'Ait Boumehdi et Agouni Gaghrarane ;
- et à l'Ouest par la commune d'Ouadhias.

Le chef lieu de la commune d'Ait Toudert est situé aux coordonnées Lambert ci-après :

$$X = 606\,500.00\text{m}$$

$$Y = 4\,043\,500.00\text{m}$$

$$Z = 475.00\text{m}$$

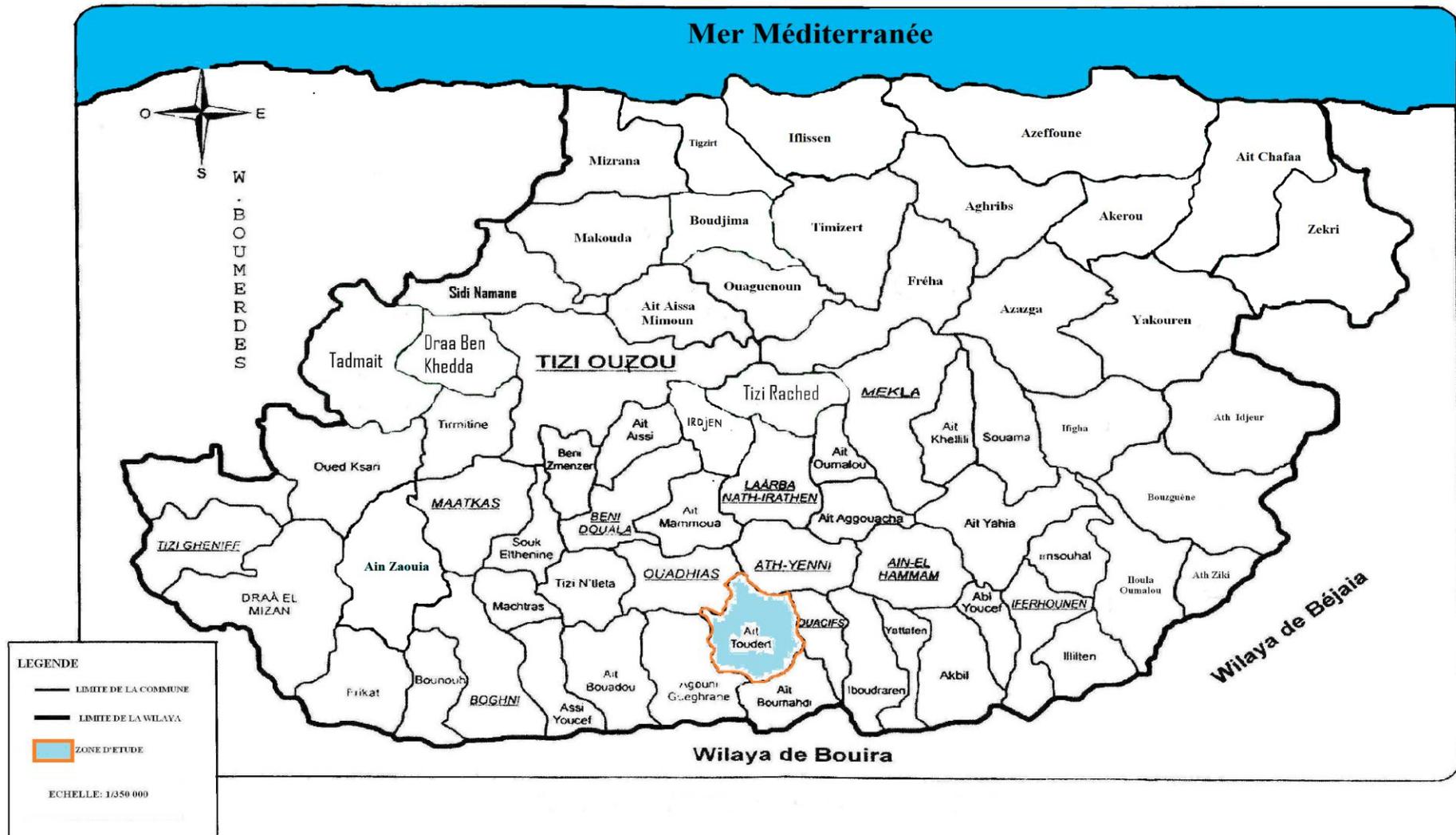


Figure 1.1 : Situation administrative de la commune d'Ait Toudert.

1.8. Evolution historique

En Décembre 1984, le décret N° 84-365 fixe Ait Toudert commune de la daïra d'Ouacif de la Wilaya de Tizi Ouzou avec ses limites. Actuellement, la commune d'Ait Toudert est constituée de onze villages dont quatre ont bénéficié de ce projet de renforcement de la chaîne d'adduction (APC Ait Toudert).

1.9. Situation géologique

Du point de vue géologique, la région d'Ait Toudert appartient au domaine Nord- Est du Djurdjura. La géologie de la zone d'étude est constituée par :

- **les grès** : très bien visibles à l'Ouest. Ils couvrent presque toute sa partie Sud. Ils surmontent les marnes schisteuses ;

- **les marnes schisteuses fracturées** : elles couvrent la partie centrale Nord et surmontent à leur tour les schistes grisâtres observés au niveau des talus terrassés dans la partie Nord-est ;

- **les éboulis de pente** : qui sont le résultat de l'érosion des bancs gréseux qui se trouvaient plus culminants au Sud. On les trouve dans la partie Sud-Sud Est, de part et d'autre du chemin de la willaya CW11.

1.10. Situation topographique

La commune d'Ait Toudert appartient à la grande chaîne des montagnes de la Kabylie, de part sa situation au pied du versant Nord de Djurdjura (APC d'Ait Toudert).

➤ Le relief

Elle se caractérise par un relief hétérogène et varié, avec des pentes parfois très raides. Ces dernières s'atténuent progressivement pour atteindre un niveau faible plus au Nord.

➤ Les pentes

Les pentes comprises entre 0 à 15% occupent la majorité de la surface, principalement la partie centrale. Par contre celles qui sont supérieure à 15%, elles sont fréquentes dans la partie Sud.

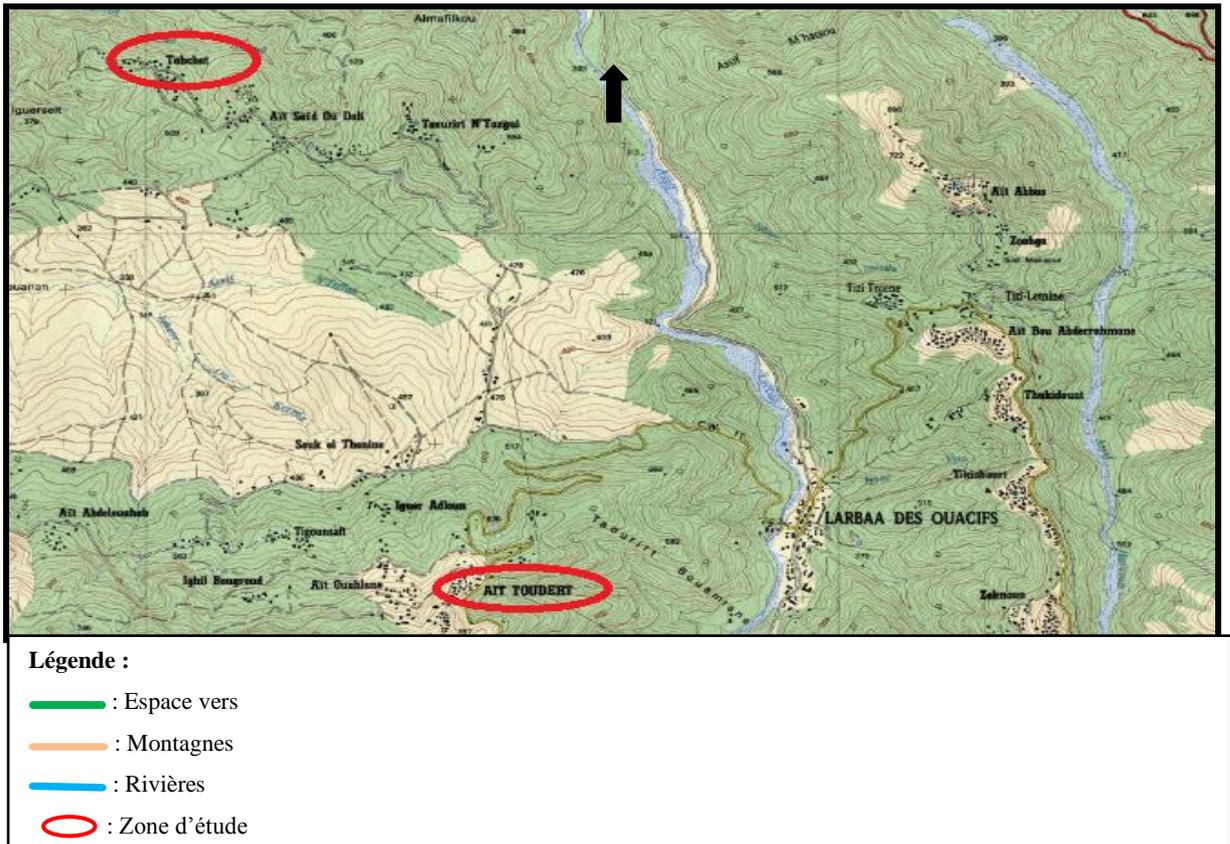


Figure 1.2 : Extrait de la Carte topographique d'Ouacif à l'échelle 1/25 000°.

1.11. Situation géotechnique

Du point de vue géotechnique, des instabilités de terrains ont été notés. Entre autre, un petit glissement de terrain qui s'est déclenché dans les marnes schisteuses altérées, juste entre le CEM et le chemin de la commune où des gabions ont été posés sur une longueur d'environ 25m afin de le stabiliser.

Les alentours du CW11 sont constitués essentiellement par des argiles marneuses altérées surmontées par une couverture d'éboulis plus au moins épaisse, et une autre zone instable qu'on a pu observer ; une pose de gabions a été également réalisée au pied du talus au Sud de la route.

De tels aléas peuvent se présenter dans de pareilles conditions et particulièrement lors des terrassements, raison pour laquelle une étude géotechnique approfondie (des essais in situ et en laboratoire), faite par un spécialiste, est fortement exigée avant de mettre en œuvre un quelconque terrassement au niveau de ces formations (APC d'Ait Toudert).

1.12. Situation socio-économique

1.12.1. Données démographiques

Selon les données de recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) 2008 de la commune d'Ait Toudert, l'ensemble des villages regroupent une population de **7 654** habitants (APC d'Ait Toudert)

1.12.2. Infrastructures et équipements publics

La commune d'Ait Toudert comme toutes les communes de nos jours, subit une densification importante et accélérée, et assiste à un phénomène d'urbanisation irréfléchi et incontrôlé ; cela est due à la situation économique et sociale très difficile. Nous listons ci après les différents équipements recensés pour les besoins de notre étude.

a. Equipements scolaires

La région d'étude dispose actuellement de 02 écoles primaires est un CEM.

b. Equipement sanitaires

On note que notre région d'étude est constituée par un centre de santé, deux paramédicaux et une salle de soins.

c. Equipements administratifs

La région est caractérisée par un déficit en matière d'équipements administratifs, ce qui engendre un déplacement de la population vers le chef lieu de la daïra. On note la présence :

- d'un siège de l'assemblée populaire communale (APC) ;
- d'une agence postale ;
- et d'un siège de la garde communale.

d. Equipements commerciaux et services

Ils se limitent à quelques commerces de première nécessité tels que : alimentations générales et ateliers de ferronnerie.

e. Activité agricole

La commune d'Ait Toudert est une région à vocation agricole. Elle dispose de grandes potentialités constituées par un domaine agricole de grande valeur ou la surface agricole urbaine SAU occupe environ **608,63ha**.

En raison de relief accidenté de la région d'étude l'activité agricole est traditionnelle. L'arboriculture se base essentiellement sur l'olivier et le figuier dont le rôle sert à améliorer des revenus des habitants (Subdivision agricole d'Ait Toudert).

f. Industrie

L'industrie dans la région d'étude se résume dans les unités de transformation (les huilières et l'usine de fabrication de carreaux-granito).

g. Les réseaux routiers

On accède à la commune d'Ait Toudert du côté Est par le chemin communal qui mène à Ouacifs, par l'Ouest en passant par le chemin communal qui la relie à la commune d'Ouadhias et par le Sud par le CW11 qui mène vers Agouni Gueghrane.

1.13. Situation climatologique

La commune d'Ait Toudert appartient à une zone climatique de type méditerranéenne ; caractérisée par une alternance d'une saison chaude et sèche durant la période estivale et une saison fraîche et pluvieuse durant la période hivernale avec quelques gelées matinales. La pluviométrie est assez importante (800mm par an), qui permet une activité agricole assez remarquable. Vu l'altitude considérable de la commune, elle est sujette à des chutes de neige des fois importantes.

1.13.1. Etude de la pluviométrie

Notre périmètre d'étude se caractérise par des précipitations abondantes en période hivernale avec une moyenne de 800mm/an environ. En période printanière le taux de la pluviométrie peut atteindre 650mm et en été les précipitations de l'ordre de 130mm. Le taux de la pluviométrie caractérisant notre site est récapitulé dans le tableau 1.1 et la figure 1.3 qui suivent :

Tableau1.1 : Précipitation moyennes mensuelles et annuelles en mm période 1998-2012

Mois Années	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Moy. annuelles
1998	25,5	19,3	5,5	45,5	50,4	5,2	0	0,2	8,2	39,6	77,3	70	346,7
1999	30,2	20,8	4,6	35,9	55,1	4,7	0	0,18	9,8	32,2	75,9	72	341,38
2000	20,5	35,5	6,5	38,3	56,6	6,4	0	0,2	10,3	51,5	78,4	68	336,8
2001	231,6	73,7	8	48,2	45,8	0	0	2,6	35,5	8,6	5,2	63,2	510,9
2002	76,2	38	47,1	53,8	46,1	1,7	2,5	19,6	38	39,2	271,9	286,1	909,2
2003	303,5	106	59,3	135	34,3	1,2	3,2	3,3	21,3	67,7	78	166,9	973,3
2004	127,7	52,2	104	86,4	146,1	4,7	0	10,2	48,5	36,4	106,9	197,4	908,9
2005	148,7	45,5	30,3	68,5	1,5	0,1	0,6	1,7	45,2	57,5	72,7	87,2	525,8
2006	142,5	169,4	125,5	50,2	78,1	5,6	2,4	2,7	52,5	18,6	17,3	170,5	688,8
2007	8,4	63,4	284,6	202	23,8	14,9	11,3	1,8	56,9	210,4	257,8	89,2	1224
2008	8,7	19,8	88,1	32,3	96,8	14	7,2	0	34,6	66,1	190,3	115,4	665,3
2009	221	42,4	92	137	69,1	0	2,6	7,7	169,8	40,4	126,5	140,3	1038
2010	82,5	61,1	97,4	93,6	59,3	16,6	1,8	13,5	54,2	113,4	143,5	114,1	777,6
2011	220,5	65,2	96,1	90,5	60,32	15,4	0	20,7	28,3	109,7	150,9	150,3	1007,92
1012	220,24	75,5	98,5	90,7	70,6	13,3	0	18,8	32,3	102,4	158,8	160,1	1041,24
Moy	124,51	59,18	76,5	80,52	59,59	6,92	2,87	6,87	43,02	66,24	120,76	130,04	683,64

Source : Station météorologique Boukhalfa

(2013).

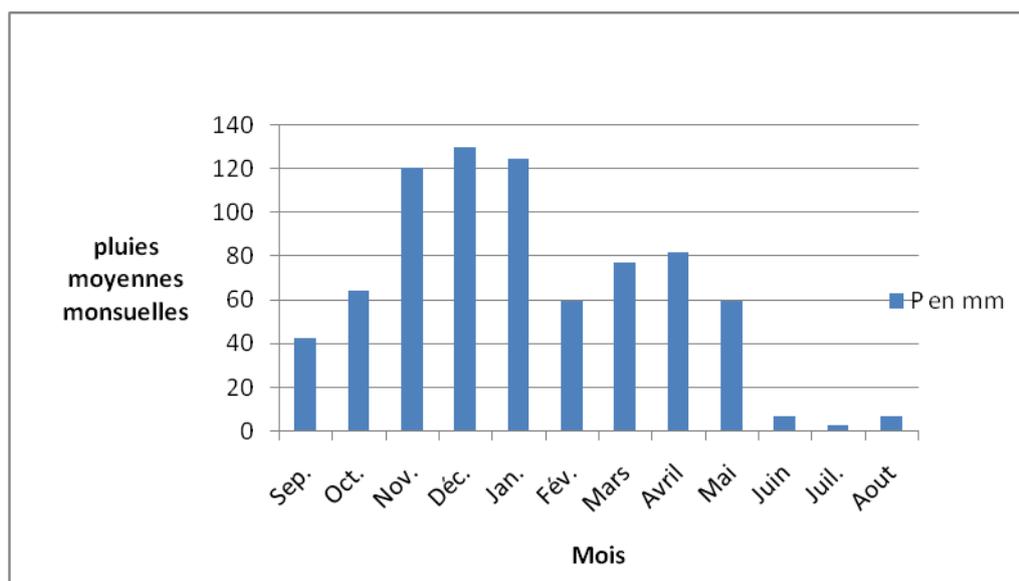


Figure1.3 : La précipitation moyenne mensuelle (1998-2012).

1.13.2. Etude des températures

Les températures moyennes mensuelles de la région d'étude, recueillies auprès de l'ONM (office national de la métrologie) station météorologique Boukhalfa (Tizi Ouzou), sont présentées dans le tableau1.2 et la figure 1.4 ci-après.

Tableau1.2:Températures moyen mensuelles et annuelles en °C période 1998-2012

	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	juin	juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy. annuelle
1998	7,5	11,5	14,8	16,9	20,4	26,2	27,9	27,3	23,2	15,6	14	10,7	14,4
1999	9,4	9,5	14,1	16,3	19,3	24,1	27,7	28,2	22,4	15,3	14,2	11,4	14,12
2000	8,2	11,3	14,3	16,6	21,6	25,1	28,9	29,4	23,5	14,6	13,1	13,8	18,83
2001	10,8	10,3	16,8	15,9	19,1	26,6	28,3	29,1	24,7	23	14	9,7	19
2002	9,7	11,4	13,7	15,4	20,1	25,6	26,8	26,3	29,9	20,2	15,2	12,9	18,98
2003	10,7	9,3	13,8	15,7	18,7	27,1	28,8	29,4	23,9	20,4	15,7	10,6	18,63
2004	10,6	12,2	13,6	14,7	16,5	23,8	26,6	27	22,5	25,2	13,3	11,5	18,73
2005	9,4	7,7	12,8	15,5	20,6	25,2	28,3	26,9	23,2	20,3	13,7	10,6	17,64
2006	8,2	10	14,2	18,3	21,9	24,8	28,8	26,7	23,9	22,3	17,3	12,1	19,13
2007	11,4	13	12,3	15,7	19,5	23,3	27,5	28,1	23,7	22,4	13,6	10,6	18,18
2008	11	12,6	13	16,3	18,8	23,5	27,9	27,8	24,4	23,7	13,5	13,1	18,48
2009	10,8	10,4	12,9	14	21	25,2	29,6	28	22,7	19,2	15,3	15,8	17,2
2010	11,4	12,8	13,7	16,4	17,6	22,6	27,7	27,2	23,6	20,2	14,3	11,2	18,14
2011	10,2	12,4	12,5	15,2	19,8	24,2	28,7	27,1	25,6	22,6	15,9	11,2	15,02
2012	11,5	11,3	13,4	17,9	18,9	24,8	28,3	28,5	27,5	25,5	14,9	11,9	15,62
Moy	10,05	11,046	13,72	16,05	19,58	24,80	28,12	27,8	24,31	20,7	14,53	11,80	17,47

Source : Station météorologique Boukhalfa (2013).

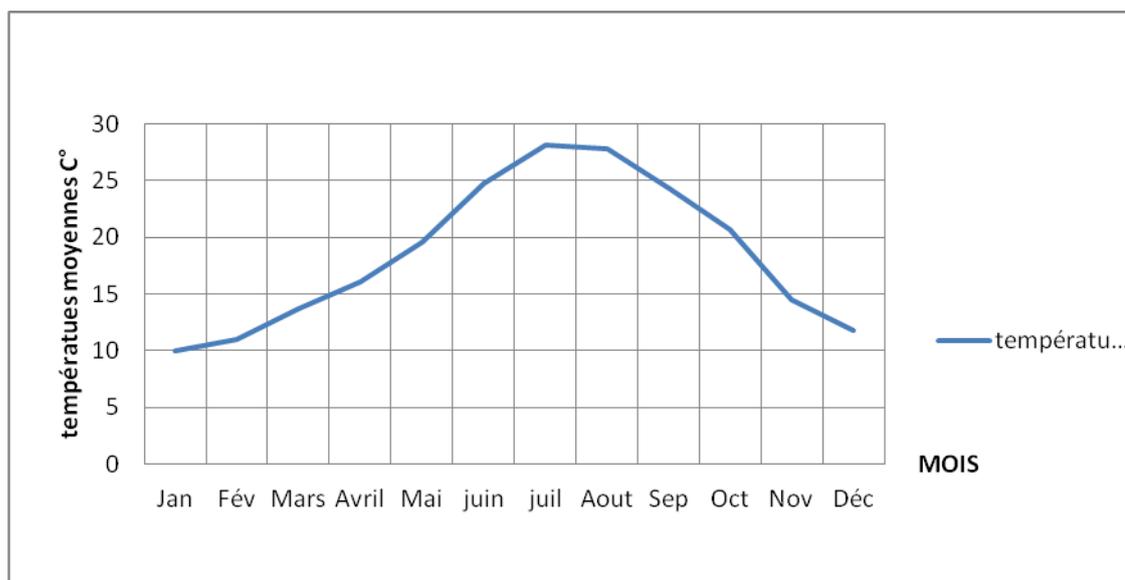


Figure1.4 : Température mensuelle moyenne (1998-2012).

On note une augmentation progressive des températures moyennes mensuelles du mois de Janvier jusqu'à un seuil maximum au mois de Juillet (mois de pointe). A partir de mois d'Août, on enregistre une diminution remarquable des températures jusqu'au mois de Décembre.

1.13.3. Diagramme Ombrothermique

Le diagramme Ombrothermique permet de caractériser l'intensité et l'importance de la période sèche. Pour tracer ce diagramme, on porte en abscisses les mois successifs de l'année, en ordonnées à droite les précipitations P en mm, et à gauche les températures T en °C (figure 1.5), de telle façon que l'échelle des précipitations soit le double de celle des températures. (BAGHOULS *et al.* 1957) définissent un mois sec par la condition $P \leq 2T$.

Les résultats de la température moyenne mensuelle et de la pluviométrie moyenne mensuelle de la région d'étude sont illustrés dans le tableau 1.3.

Tableau 1.3 : La température et la pluviométrie itère la de période 1998-2012

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Tmoy (°C)	10.05	11.04	13.73	16.05	19.58	21.9	28.12	27.8	24.31	20.7	14.53	11.81
Pmoy (mm)	124.52	59.18	76.5	80.52	59.59	6.92	2.87	6.87	43.02	66.24	120.76	130.04

Le diagramme ombrothermique de la région d'étude représenté sur la figure 1.5 montre que la période sèche s'étale sur le mi- Mai jusqu'à mi- septembre, et pour la période humide elle s'étale du mois d'Octobre jusqu'au mois d'Avril.

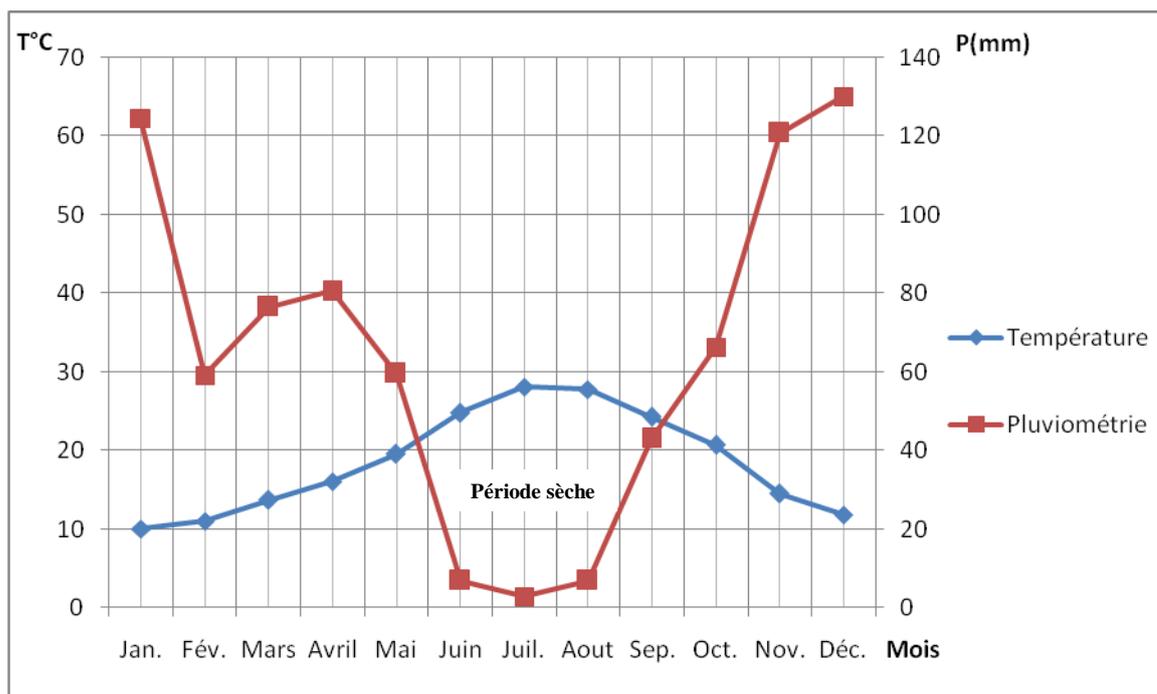


Figure1.5 : Diagramme Ombrothermique

1.14. Vent

Les vents les plus dominants le site sont de direction nord et du Sud ouest. Les vents des autres directions sont d'une faible fréquence.

1.15. Sismicité

La région d'Ait Toudert est l'une des communes de la wilaya de Tizi Ouzou, classée selon le (RPA99, Addenda 2003) en zone de moyenne sismicité IIa.

1.16. Situation hydraulique

1.16.1. Ressources en eau

Les villages de la commune d'Ait Toudert sont alimentés auparavant par une source Tansrine qui débite de 30l /s. Cette source est située au village de Timgras, sur une côte de 516 m.

1.16.2. Assainissement des eaux usées

Les réseaux d'assainissement est de type unitaire de diamètre variable (300mm, 400mm et 500mm). Les rejets des eaux usées sont canalisés vers des fosses septiques et des bassins de décantation. Les eaux pluviales sont drainées par des caniveaux vers le milieu naturel.

Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous concluons que la commune d'Ait Toudert est caractérisée par un relief hétérogène et varié, avec des pentes parfois très raides ; comprises entre 0 à 15%. Du point de vue géologique, la zone d'étude est constituée par des grès, des marnes schisteuses fracturées et des éboulis de pente. Le climat de la région est caractérisé par un été chaud et un hiver froid et humide avec quelques gelées matinales. La pluviométrie est assez importantes et atteint 800mm par an ; ce qui permet une activité agricole assez remarquable.

Introduction

Pour l'estimation des besoins en eau d'une agglomération, il est nécessaire de fixer une dotation pour chaque catégorie de consommation. Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs ; à savoir l'évolution de la population et les différents équipements publics et industriels. Elle diffère aussi d'une agglomération à une autre et pour différents horizons.

La présente étude est basée sur l'estimation de l'évolution de la population actuelle et futur qui nous permettra de calculer la consommation moyenne journalière des différents types de besoins, dans différents horizons considérés (court terme, moyen et long terme), et ce dans le but de déduire l'ordre du déficit en eau potable de la zone d'étude.

2.1. Évaluation de la population de la zone d'étude

Pour l'estimation d'évolution de la population de la commune d'Ait Toudert, faisant l'objet de notre étude, nous nous basons sur le recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de l'année 2008 (tableau 2.1) et les orientations du plan d'urbanisation et des équipements (PDAU, 2008).

Tableau 2.1 : Évolution de la population selon les RGPH de l'année 2008

Localité	Population 2008
Ait Toudert	3 437
Tahachat	4 217
Total	7 654

2.1.1. Évolution de la population future

La population de la commune d'Ait Toudert donnée par le RGPH en 2008 s'élève à 7654 habitants. L'évolution de la population aux différents horizons d'étude est donnée par la formule (2.1) des intérêts composés (Moussa, 2002):

$$P_n = P_o(1 + \alpha)^n \quad (2.1)$$

avec :

P_n : population future à l'horizon d'étude ;

P_o : population de l'année de référence ;

α : taux d'accroissement de la population, égale à 1.2% (APC d'Ait Toudert) ;

n : nombre d'années séparant les horizons considérés.

Pour notre projet d'Ait Toudert, les horizons d'études à considérer sont :

- court terme : 2023,
- moyen terme : 2033,
- long terme : 2043.

L'année d'étude étant 2013

La répartition de l'évolution de la population pour les différents horizons est représentée dans le tableau 2.2 et sur la figure 2.1 ci-dessous :

Tableau 2.2 : Évolution de la population pour les horizons considérés.

Localité	Taux d'accroissement%	Années				
		2008 (RGPH)	2013	2023	2033	2043
ACL (Ait Toudert)	1,2	3 437	3648	4110	4631	5217
(AS) Tahachat	1,2	4 217	4476	5043	5682	6402
Total	1,2	7 654	8124	9153	10313	11620

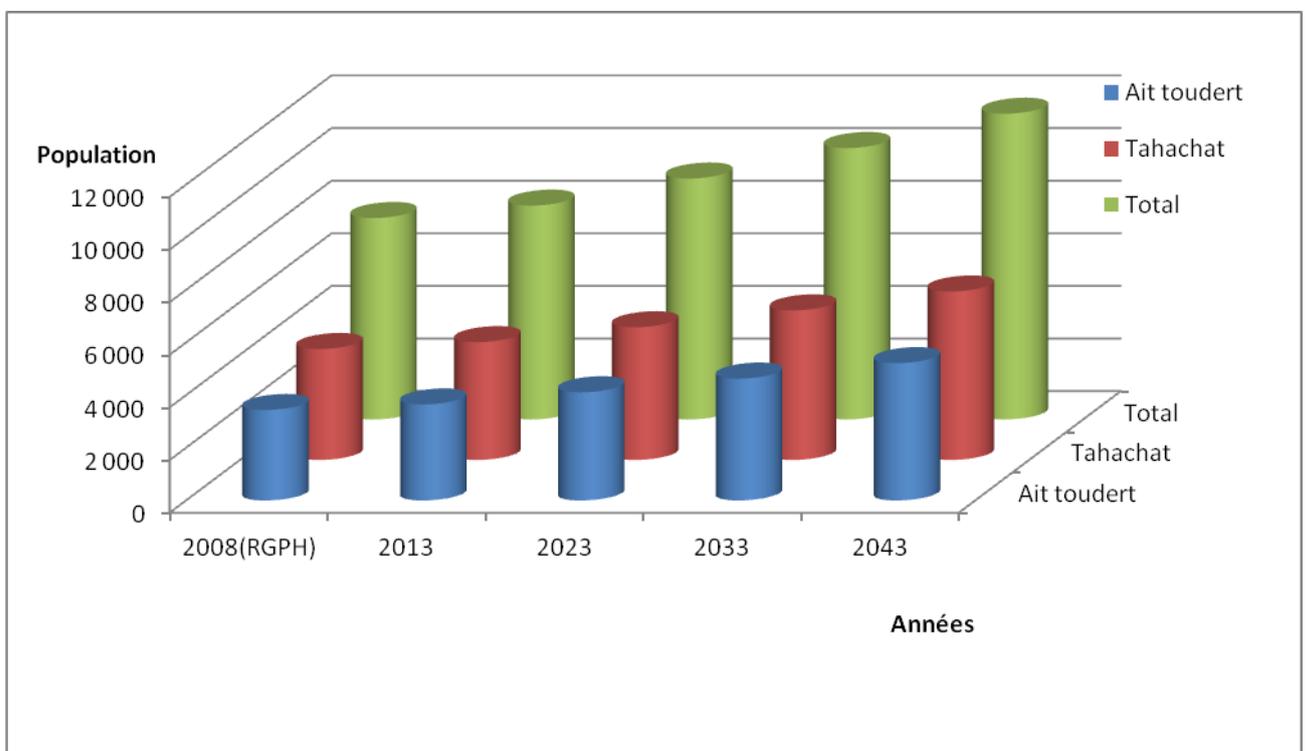


Figure 2.1 : l'évolution de la population pour les différents horizons.

2.2. Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres équipements, pendant une journée. Celle-ci est exprimée par la relation (2.2) suivante (Bonin, 1986) :

$$Q_{moy j} = \frac{N \cdot D}{1000} m^3/j \quad (2.2)$$

avec :

$Q_{moy j}$: débit moyen journalier (m^3/j) ;

N : nombre de consommateurs (habitants) ;

D : dotation (l/j/habitants).

2.2.1. Dotation

La dotation notée (dot) est la norme de consommation, définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ses différents besoins : boisson, douche, ménage ...etc(Bonin, 1986). L'évaluation de cette quantité d'eau dépend de nombreux paramètres ; tels que : le type de l'agglomération, le type et le degré d'équipements, la catégorie du consommateur ...etc. Nous pouvons donner, à titre indicatif, quelques dotations généralement adoptées (Dupont, 1979) :

- zone rurales et villes de **5000 à 20 000** habitants : dot = **150 à 225** litres /habitant /jour ;
- villes de 20 000 à 100 000 habitants : dot = **200 à 250** litres /habitant/jour ;
- villes plus de **100 000** habitants : dot = **250 à 300** litres /habitant/jour.

2.3. Différents types des besoins

L'estimation des différents besoins en eau, obtenue par la relation (2.2), sont présentés dans les tableaux qui suivent :

2.3.1. Besoin domestiques

Pour l'estimation des besoins domestiques nous adoptons une dotation de 150 l/j/hab ; valeur minimale adoptée en zone rurale. Les résultats obtenus sont illustrés sur le tableau 2.3 :

Tableau 2.3 : Besoins domestique pour les différents horizons.

localité Horizon	Dotation l/j/hab	Besoins (m ³ /j)				Besoins (l/s)			
		2013	2023	2033	2043	2013	2023	2033	2043
(ACL) Ait Toudert	150	547.23	616,56	694,68	782,69	6.33	7.14	8.04	9.06
(AS) Tahchat	150	671.42	756,49	852,33	960,31	7.77	8.75	9.86	11.11
Total	/	1218.65	1373,05	1547,01	1743,00	14.10	15.89	17.90	20.17

2.3.2. Besoins des équipements publics

2.3.2.1. Besoins Scolaires

L'étude du secteur éducatif a été faite sur la base des données fournies par l'APC d'Ait Toudert (tableau 2.4).

Tableau 2.4 : Besoins Scolaires

Localité	Nombre d'établissement	Nombre d'élèves	Nombre de personnel	Effectif total	Dotation (l /j/unité)	Cons moy (m ³ /j)	Cons moy j(l/s)
Ait Toudert	(01)CEM	800	45	845	15	12.675	0.147
(ACL)	(01) primaire	230	28	258	15	3.870	0.045
Tahachat	(01) Primaire	280	30	310	15	4.65	0,054
Total	3	1310	103	1413	/	21.195	0.246

2.3.2.2. Besoins sanitaires

Tableau 2.5 : Besoins sanitaires (Source : APC Ait Toudert)

Localité	Nombre d'équipements	unité	Dotation (l/j/unité)	Cons moy j (m ³ /j)	Con moy j (l/s)
Ait Toudert	(1) centre de santé	Lit	200	0.200	0.0023
(A C L)	(2) Paramédicaux	patient	200	0.400	0.0046
Tahachat	(1)Salle de soins	Patient	200	0.200	0.0023
Total Commune				0.800	0.0092

2.3.2.3. Besoins socioculturels

Tableau 2.6 : Besoins socioculturel (Source : PDAU)

Localité	Désignation	unité	Dotation (l/j/unité)	Cons moy j (m ³ /j)	Cons moy j (l/s)
Ait Toudert (ACL)	(1)Mosquée	Fidèle	10 000	10	0,116
	(1)Stade communal	m ²	5000	5	0,058
	(1)Bibliothèque	m ²	5000	5	0,058
Tahachat	(1)Mosquée	Fidèle	10 000	10	0,116
Total	/			30	0,348

2.3.2.4. Besoins municipaux

Tableau 2.7 : Besoins de secteur municipal (Source : APC Ait Toudert)

Localité	Désignation	Personnel	Dotation (l/j/employé)	Cons moy j (m ³ /j)	Cons moy j (l/s)
Ait Toudert (ACL)	(01)APC	100employés	15	1,50	0,017
	(01)Agence Postal	20employés	15	0,30	0,003
	(01)garde communal	30Agents	32	0,960	0,011
Tahachat	/	/	/	/	/
Total	/	150	/	2.760	0,031

2.3.2.5. Besoins d'arrosages

Tableau 2.8 : Besoin d'arrosage (APC d'Ait Toudert)

Localité	Désignation	nombre	Unité	Dotation (l/j/unité)	Cons.moy.jr (m ³ /j)	Cons.moy.jr l/j
ACL(Ait Toudert)	Jardin publique	1250	m ²	5	6,250	0,072
AS(Tahachat)	/	/	/	/	/	/
Total					6.250	0.072

2.3.2.8. Besoins d'élevages

Tableau 2.9 : Besoins d'élevages (source : Subdivision agricole d'Ait Toudert)

Village	Type d'élevages	Nombre de Tête	Dotation (l/j/Tête)	Con.moy.jr (m ³ /j)	Con.moy.jr (l/s)
(ACL) Ait Toudert	Bovin	200	60	12	0.139
	Ovin	350	05	1.75	0.020
	Caprin	73	05	0.365	0.004
	Aviculture	18135	01	18.135	0.210
(AS) Tahachat	Bovin	280	60	16.8	0.194
	Ovin	560	05	2.8	0.032
	Caprin	196	05	0.98	0.011
	Aviculture	48 980	01	48.98	0.567
Total	/	/	/	101.81	1.177

2.3.2.9. Besoins Commerciaux

Tableau 2.10 : Besoins Commerciaux

Localités	Désignation	Dotation (l/j)	Cons moy j (m ³ /j)	Cons moy j (l/s)
(ACL) Ait Toudert	(18)Alimentations générales	100	1,8	0,021
	(2)Boulangerie	1200	2,4	0,028
	(4)Cafétéria	1500	6	0,069
	(3)Salon de Coiffure	250	0,75	0,009
	(3)Fast-food	1500	4,5	0,052
	(1)Station de lavage	1200	1,2	0,014
	(1)Marché couvert	150	0,15	0,002
Tahachat	(10)Alimentations générales	100	1	0,011
	(3)Cafétéria	1000	3	0,035
	(1)Salon de Coiffure	250	0,25	0,003
Total			21.05	0,244

2.3.3. Besoins du secteur industriel

Tableau 2.11 : Besoins industriel (source : APC).

Localités	Désignations	unité	Dotation (l/j/unité)	Cons moy j (m ³ /j)	Cons moy j (l/s)
ACL Ait Toudert	-Unité de fabrication de carreaux-granito	m ²	30 000	30	0,347
	(2)Huilerie	m ²	15 000	30	0,347
Tahachat	(3)Huilerie	m ²	15 000	45	0,521
Total	/			105	1.215

2.4. Récapitulation des besoins des équipements publics

Après l'étude détaillée nous présentons le tableau 2.12, qui récapitule les besoins des équipements publics pour l'année 2013.

Tableau 2.12 : Récapitulation des besoins des équipements publics pour l'année 2013.

Besoins des équipements publics	Consommation (m ³ /j)	Consommation (l/s)
Besoins scolaires	21.195	0.246
Besoins sanitaires	0.800	0.009
Besoins socioculturels	30.00	0.348
Besoins municipaux	2.760	0.031
Besoins d'arrosages	6.250	0.072
Besoins d'élevages	101.810	1.177
Besoin commerciaux	21.050	0.244
Total	183.865	2.127

Pour notre étude, nous aurons à définir trois types de consommations :

- consommation domestique ;
- consommation des équipements publics (**sanitaire, socio culturel, commercial, élevage, municipaux, arrosage, scolaire**).
- consommation industrielle.

Le tableau (2.13) ci-dessous, représente le récapitulatif de la consommation moyenne total en eau pour chaque catégorie de l'année 2013.

Tableau 2.13. Récapitulatif de la consommation en eau moyenne total de l'année 2013

Besoins	m ³ /j	l/s
---------	-------------------	-----

Besoins domestique	1218.65	14.10
Besoins des équipements publics	183.865	2.127
Besoins industrielles	105	1.215
Total	1527.515	17.442

Conformément aux informations recueillies auprès de l'ADE d'Ouacifs, les besoins des équipements publics (scolaires, sanitaires, socio-culturels, commerciaux, élevages, arrosages et municipaux) sont estimés à 15% des besoins domestique et les besoins industriels sont estimés à 8.6% des besoins domestiques ; comme nous pouvons le démontrer par des calculs que nous avons pris le soin de consigner dans les tableaux 2.14 et 2.15.

Tableau 2.14 : Évolution des besoins des équipements publics de l'année 2013.

besoins domestiques de l'année 2013	1218.65	(m ³ /j)
besoins des équipements publics de l'année 2013	183.865	(m ³ /j)
Total	15	%

Tableau 2.15 : Évolution des besoins industriels de l'année 2013

besoin domestique de l'année 2013	1218.65	(m ³ /j)
Besoins industrielles de l'année 2013	105	(m ³ /j)
Total	8.6	%

2.5. Détermination de la dotation réelle

L'objet de notre étude étant un renforcement en alimentation en eau potable de la commune d'Ait Toudert, il ya nécessité de déterminer la dotation réelle afin d'illustré le déficit des besoins. Pour ce faire nous utilisons les volumes facturés de l'année 2012 de la zone d'étude, recueillies auprès de l'A.D.E d' Ouacifs. Ces informations sont consignées sur le tableau 2.16:

Tableau 2.16 : Récapitulatif des volumes facturés durant l'année 2012.

TRIMISTRE	Volume facturé d'Ait Toudert (m³)	Volume facturé de Tahachat (m³)	Total (m³)
Janvier 2012 à Mars 2012	19 348,00	25 381,00	44 729,00
Avril 2012 à Juin 2012	23 498,00	26 981,00	50 479,00
Juillet 2012 à Septembre 2012	20 498,00	26 781,00	47 279,00
Octobre 2012 à Décembre 2012	19 047,00	26 381,00	45 428,00

TOTAL (m3/an)	82 391,00	105 524,00	18 7915.00
----------------------	-----------	------------	-------------------

Connaissant les volumes facturés durant l'année 2012, ainsi que la population, nous déduisons la dotation réelle par la relation 2.3 suivante.

$$\text{Dotation} = \text{Volume consommé domestique} / \text{Population} \quad (2.3)$$

Les résultats des calculs sont consignés dans le tableau 2.17 qui suit :

Tableau 2.17 : Dotation réelle à la consommation.

Année	volumes factures (m ³ /an)	volumes factures (l/j)	Population de l'année 2012 (hab)	Dotation (l/j/hab)
2012	187 915.00	514 835.62	8028	64.13

La dotation moyenne par habitant calculée à la facturation est de **64.13j/hab**. Sachant que la dotation moyenne adopté en zone rurale est de **150,00 l/j**, nous déduisons que la zone d'étude souffre d'un **déficit** en eau potable qui est de l'ordre de **85.87l/j/hab**.

2.6. Besoins futur

Pour combler le déficit en eau, nous considérons une dotation complémentaire de **86 l/j/hab** pour calculer les besoins futur. Les résultats sont indiqués dans les tableaux 2.18, 2.19 et 2.20 qui suivent.

Tableau2.18 : Évaluation des besoins domestiques

localité	Dotation (l/j/hab)	besoin (m ³ /j)			Besoin (l/s)		
		2023	2033	2043	2023	2033	2043
(ACL)Ait Toudert	86	353.460	398.266	448.662	4.091	4.609	5.192
(AS)Tahachat	86	384.936	488.652	550.572	4.455	5.655	6.372
Total	/	738.396	886.918	999.234	8.546	10.264	11.564

Tableau2.19 : Évaluation des besoins des équipements publics.

localité	besoin (m3/j)			Besoin (l/s)		
	2023	2033	2043	2023	2033	2043
Horizon						

(ACL) Ait Toudert	53.019	59.740	67.299	0.614	0.691	0.779
(AS) Tahachat	57.740	73.298	82.586	0.668	0.848	0.956
Total	110.759	133.038	149.885	1.282	1.539	1.735

Tableau 2.20 : Évaluation des besoins industriels.

localité	besoin (m ³ /j)			Besoin (l/s)		
	Horizon 2023	2033	2043	2023	2033	2043
(ACL) Ait Toudert	30.397	34.251	38.585	0.352	0.396	0.446
(AS) Tahachat	33.104	42.024	47.349	0.383	0.486	0.548
Total	63.501	76.275	85.934	0.735	0.882	0.994

Tableau 2.21 : Récapitulatif des besoins moyens journaliers à court, moyen et long terme.

Besoins	besoins (m ³ /j)			besoins (l/s)		
	2023	2033	2043	2023	2033	2043
Besoins domestiques	738.396	886.918	999.234	8.546	10.265	11.565
Besoins des équipements publics	110.759	133.037	149.885	1.282	1.539	1.735
Besoins industriels	63.501	76.275	85.934	0.735	0.882	0.994
Total	912.656	1096.230	1235.053	10.563	12.686	14.294

2.7. Estimation des besoins en eau en tenant compte les pertes

Le réseau d'alimentation en eau potable n'est jamais étanche même s'il est construit avec soins et correctement entretenu. Le volume des pertes est généralement compris entre **15** et **30%** de la quantité d'eau consommée. Selon le service technique de la subdivision des ressources en eau de la commune d'Ouacif, le taux de fuite à long terme sera pris égal à **20%**. Ainsi, l'estimation totale des besoins journaliers, en tenant compte de **20%** de pertes, est donnée dans le tableau 2.22 ci-dessous :

Tableau 2.22: Récapitulatif des besoins en eau de la commune en tenant compte les pertes

Besoins	besoin (m ³ /j)			besoin (l/s)		
	2023	2033	2043	2023	2033	2043
Besoin domestique	886.075	1064.302	1199.081	10.255	12.318	13.878
Besoins des équipements publics	132.911	159.645	179.862	1.538	1.848	2.082
Besoin industriel	76.202	91.530	103.121	0.881	1.059	1.193

Total	1095.188	1315.470	1482.064	12.674	15.225	17.153
-------	----------	----------	----------	--------	--------	--------

Enfin, la consommation moyenne de la région d'étude s'élève pour l'horizon 2043 à **1482.064 m³/j** soit **17.153 l/s**.

2.8. Étude des variations des débits

En raison de l'irrégularité dans la consommation qui a déjà prises en compte, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en affectant un débit moyen journalier des coefficients d'irrégularité. Cette évaluation, permettra de dimensionner le réseau d'adduction.

Les débits exigés par la consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine qu'en weekend ;
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population.

2.8.1. Coefficient d'irrégularité

2.8.1.1. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{\max,j}$)

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation maximal au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport par la relation 2.4 suivante :

$$K_{\max,j} = Q_{\max,j} / Q_{\text{moy},j} \quad (2.4)$$

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de **10% à 30%**. Donc, la valeur de $K_{\max,j}$ varie entre **1.1** et **1.3**. Nous considérons, pour notre cas, une valeur de **1.2** (Moussa, 2002).

2.8.1.2. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{\min,j}$)

Celui-ci est défini comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière, donné par la relation 2.5 suivante :

$$K_{\min,j} = Q_{\min,j} / Q_{\text{moy},j} \quad (2.5)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation. $K_{\min,j}$ varie de 0.7 à 0.9. Pour notre étude, nous considérons $K_{\min,j} = \mathbf{0.8}$.

2.8.1.3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. Il est donné par la relation 2.6 suivante :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (2.6)$$

avec :

α_{\max} : coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération. Il est compris entre 1.2 et 1.4. Dans notre cas $\alpha_{\max} = 1.3$

β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau 2.23 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau 2.23 : Valeurs de coefficient « β » en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1

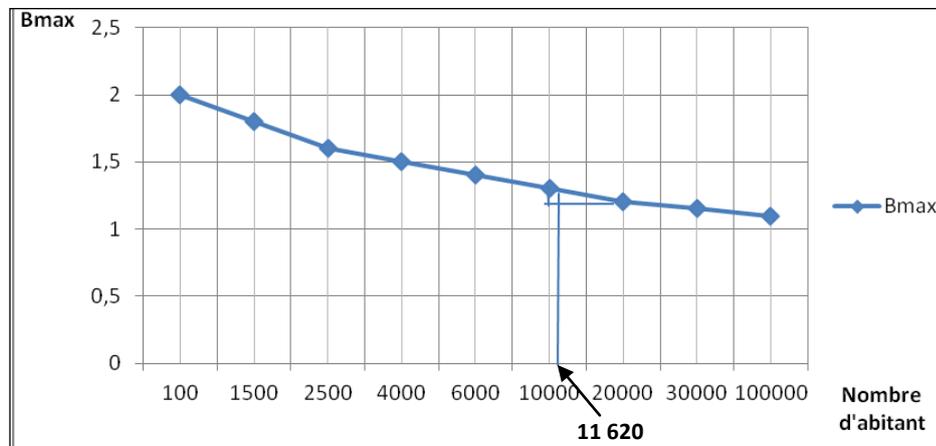


Figure 2.2: La variation de coefficient β_{\max} en fonction de nombre d'habitant.

La valeur de β_{\max} est obtenue par interpolation. A long terme (horizon 2043), le nombre d'habitant à est égal à 11 620 habitants, compris entre 10000 et 20 000. Nous obtenons :

$$\beta_{\max} = 1.2 + \frac{(1.3 - 1.2) * (20000 - 11620)}{20000 - 10000} = 1.284 \quad \longrightarrow \quad \beta_{\max} = 1.284$$

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

$$K_{\max,h} = 1.3 * 1.284 \quad \Longrightarrow \quad K_{\max,h} = 1.668$$

2.8.2. Détermination des débits journaliers

2.8.2.1. Variation de la consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$)

Cette consommation représente le débit de jour le moins chargé de l'année. Elle est donnée par la formule suivante (2.8) (Moussa, 2002) :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (2.8)$$

avec :

$Q_{\max,j}$: débit minimum journalier en m^3/j ;

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité minimale journalière.

2.8.2.2. Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$)

Ce débit, relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année, est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. Il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage. Il est donnée par la formule suivante (2.9) (Moussa, 2002).

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \cdot Q_{\text{moy},j} \quad (2.9)$$

avec :

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière.

Les consommations maximales et minimales sont représentées dans le tableau 2.24 suivant :

Tableau 2.24 : Récapitulatifs des débits maximums et minimums journaliers dans les différents horizons

Horizon	$Q_{\text{moy},j}$		$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$		$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$	
	(m^3/j)	(l/s)		(m^3/j)	(l/s)		(m^3/j)	(l/s)
2023	1095.188	12.674	1.2	1314.226	15.208	0.8	876.15	10.14
2033	1315.470	15.225		1578.564	18.270		1052.38	12.18
2043	1482.064	17.153		1778.477	20.584		1185.65	13.72

2.8.3. Variation de la consommation horaire

2.8.3.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation 2.10 suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,j}}/24 \quad (2.10)$$

avec :

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

$Q_{\text{max,j}}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

2.8.3.2. Débit maximale horaire

Cette consommation est déterminée selon des coefficients d'irrégularité horaires $K_{\text{max,h}}$. Elle permet de déduire la plus forte charge du réseau afin de prévoir et de dimensionner les risques des dépôts dans la conduite. La consommation maximale horaire est donnée par la formule (2.6) (Moussa, 2002) :

$$Q_{\text{max,h}} = K_{\text{max,h}} * Q_{\text{moy,h}} \quad (2.6)$$

avec :

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

$K_{\text{max,h}}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

Tableau 2.25: Récapitulatif de la variation de la consommation horaire.

Horizon	β_{max}	$K_{\text{max,h}}$	$Q_{\text{max,j}}$		$Q_{\text{moy,h}}$		$Q_{\text{max,h}}$	
			(m^3/j)	(l/s)	(m^3/j)	(l/s)	(m^3/h)	(l/s)
2023	1.322	1.744	1314.22	15.21	54.759	0.634	91.33	25.37
2033	1.297	1.686	1578.57	18.27	65.774	0.761	109.71	30.47
2043	1.284	1.668	1778.47	20.58	74.102	0.857	123.60	34.33

NB :

Le débit maximum journalier trouvé à long terme est celui qui est retenue pour dimensionner le réseau d'adduction et les capacités des réservoirs, mais ce débit celui qui est consommé pendant 24 heures ; pour le dimensionnement de ces derniers on calcule le débit transférer avec un temps de pompage fixé au départ 20heurs.

❖ Calcule du débit transférer

$$Q_{2043} = \frac{1778.47 * 1000}{20 * 3600} = 24.70 \text{ l/s.}$$

Conclusion

L'étude des différentes catégories des besoins en eau est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan de développement national (PDAU, 2008). Dans ce chapitre, faisant l'objet de l'estimation en eau de la population, l'évolution des besoins des équipements publics et les besoins industriels dans les différents horizons, sont estimés par rapport aux besoins domestiques.

Le but de notre projet étant le renforcement d'alimentation en eau potable de la commune d'Ait Toudert, nous avons procédé à la détermination de la dotation réelle, afin d'illustrer le déficit des besoins et de combler avec une dotation complémentaire. Ainsi, nous avons utilisé les volumes facturés de la dernière année écoulée.

Le débit calculé à horizon 2043 est celui qui est retenue pour dimensionner le réseau d'adduction et les capacités des réservoirs.

Introduction

L'objectif de ce chapitre consiste à présenter les ressources en eau ainsi que la chaîne d'adduction existantes dans la commune d'Ait Toudert, afin de définir la ressource à mobiliser et ces caractéristiques pour couvrir le déficit des besoins en eau de la commune. L'analyse de la qualité de l'eau est aussi indispensable pour vérifier sa potabilité et/ou procéder à son traitement si nécessaires afin d'éviter toute contamination.

3.1. Ressource en eau existantes

Les villages de la commune d'Ait Toudert sont alimentés par la source Tanssrine qui est située au village de Timgras sur une côte de 516.8 m. Elle s'écoule dans une conduite de 503m de longueur et 200mm de diamètre jusqu'au premier réservoir de capacité 300 m³ (figure 3.1). Cette source débitant 30 l/s alimente également le chef lieu Ouacif et la commune Ait Boumehdie.

3.2. Description de la chaîne d'adduction existante

3.2.1. Infrastructure de la chaîne d'adduction

A partir du réservoir Timgras, l'eau est refoulée par la station de reprise SR1 vers le réservoir d'Ait Alli de capacité 100m³(figure 3.1). A partir de ce dernier l'eau est refoulée encore une fois par la station SR2 vers le réservoir de tête d'Agouni Fourou de capacité 100m³. Ce dernier alimente gravitairement le réservoir d'Ait Ouahlaine de capacité de 250m³, qui à son tour dessert gravitairement les deux réservoirs Tourirt de capacité 100m³

et d'Ait toudert de capacité de 350m^3 , ce dernier alimente gravitairement le réservoir de Tahachat de capacité 100m^3 .

3.2.1.1. Adduction par refoulement

La chaîne d'adduction par refoulement est composée de :

- réservoir Timgras (R1) de capacité 350m^3 , caractérisé par une cote de radier $Cr=516.8\text{m}$,
- la station de pompage SR1 caractérisée par une hauteur manométrique Hmt égale de 290.00m et un débit $Q=20\text{ l/s}$,
- réservoir d'Ait Alli (R2) de capacité 100m^3 . La cote du radier $Cr=630\text{m}$,
- la station de reprise SR2 caractérisée par une hauteur manométrique $Hmt=274.27\text{m}$ et $Q=7.2\text{ l/s}$,
- réservoir de tête d'Agouni Fourou (R3) de 100m^3 caractérisé par une cote de radier $Cr=683.5\text{m}$,

La canalisation de liaison entre la station de reprise SP1 et le réservoir (R2) et de longueur 925m et de 200mm de diamètre avec du matériau fonte ductile et La canalisation de liaison entre la station de reprise SP2 et le réservoir (R3) et de longueur 528 m et de 200mm de diamètre avec du matériau fonte ductile.

3.2.1.2. Adduction gravitaire

La chaîne d'adduction gravitaire est composée de deux tronçons.

a-Tronçon 1 : Source Tanssrine - Réservoir de stockage (R1)

La source Tanssrine alimente gravitairement le réservoir R1 de 350m^3 qui à une côte du radier de 516.8m . La conduite de liaison est caractérisée par une longueur de 503 m et un diamètre de 200mm .

b. Tronçon 2 : Réservoir de tête (R3) –Réservoir de Tahachat

Ce tronçon est composé de :

- réservoir de 100 m^3 d'Agouni Ferrou (R3),
- réservoir de 250 m^3 d'Ait Ouahlane (R4),
- réservoir de 100m^3 de Tourirt (R5) ;
- réservoir de 300 m^3 d'Ait Toudert (R6),
- réservoir de 100m^3 Tahachat (R7).

Les caractéristiques des conduites de liaison sont données dans le tableau 3.1, qui suit :

Tableau 3.1: les caractéristiques de tronçon 2.

Tronçon	Diamètre de la conduite (mm)	Longueur de la conduite (m)
R2 - R3	200	528
R3 - R4	150	1200
R4 - R5	200	521
A- R6	150	1123
R6 - R7	200	328

3.3. Ressources en eau à mobiliser

En sachant que la source Tanssrine ne peut plus couvrir le déficit en besoin en eau de la commune d'Ait Toudert, nous proposons une nouvelle ressource pour alimenter la nouvelle chaîne à projeter, pour le renforcement de la commune en question. Il s'agit d'implanter des forages sur le champ de captage situé sur la rive gauche de l'oued « Assif Larbaa », située à environ 3 km à l'aval de la ville d'ouacif (figure 3.6).

Sachant que le déficit en besoin est de 24,70l/s (chapitre 2) et connaissant, d'après les résultats des essais de débits effectués sur la nappe « Assif larbaa » par la DHW de Tizi-Ouzou (tableau3.3), que la capacité d'un forage est de 15 l/s, il devient nécessaire d'implanter **3** forages ayant chacun un débit d'exploitation de 8.00 l/s. Notons qu'un forage est déjà réalisé par la DHW de T-Ouzou en **2012**.

3.3.1. Implantation des forages

Le forage F1 étant déjà implanté, il ya lieu de calculer la distance nécessaire pour implanter les deux autres forages supplémentaires, autrement dit, leur rayons d'action. Ainsi, en utilisant les résultats des essais de pompage effectué lors de la réalisation du Forage F1, nous déterminons les propriétés de l'aquifère (Transmissivité, coefficient de perméabilité).

3.3.1.1. Essais de pompage du forage F1

Les essais de pompage consistent à pomper dans un puits effectué à débit constant traversant une nappe libre (figure3.2), la surface S_1 de l'eau s'abaisse rapidement dans le puits et le niveau dynamique enregistré à l'instant t_1 par la pompe se qui nous permettra de calculé le rabattement ($\Delta_1 = ND_1 - NS$) et le rayon d'action étant R_1 (figure3.3) ; si l'on poursuit le pompage la surface libre continue de s'abaisser, la surface S_2 devient à l'instant t_2 . L'essai de pompage se faite à long duré ; on arrête le pompage lorsque le rabattement reste constant en fonction du temps.

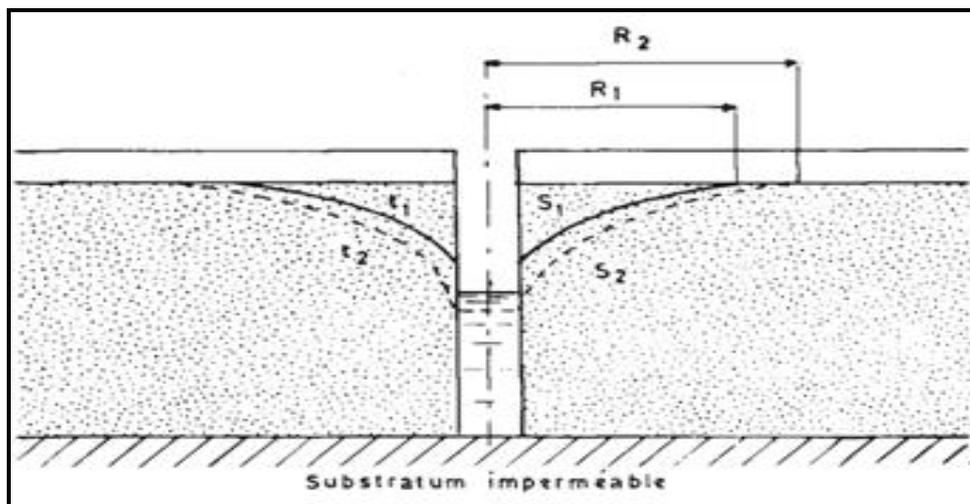


Figure 3.2 : Evolution du rayon d'action en fonction du temps

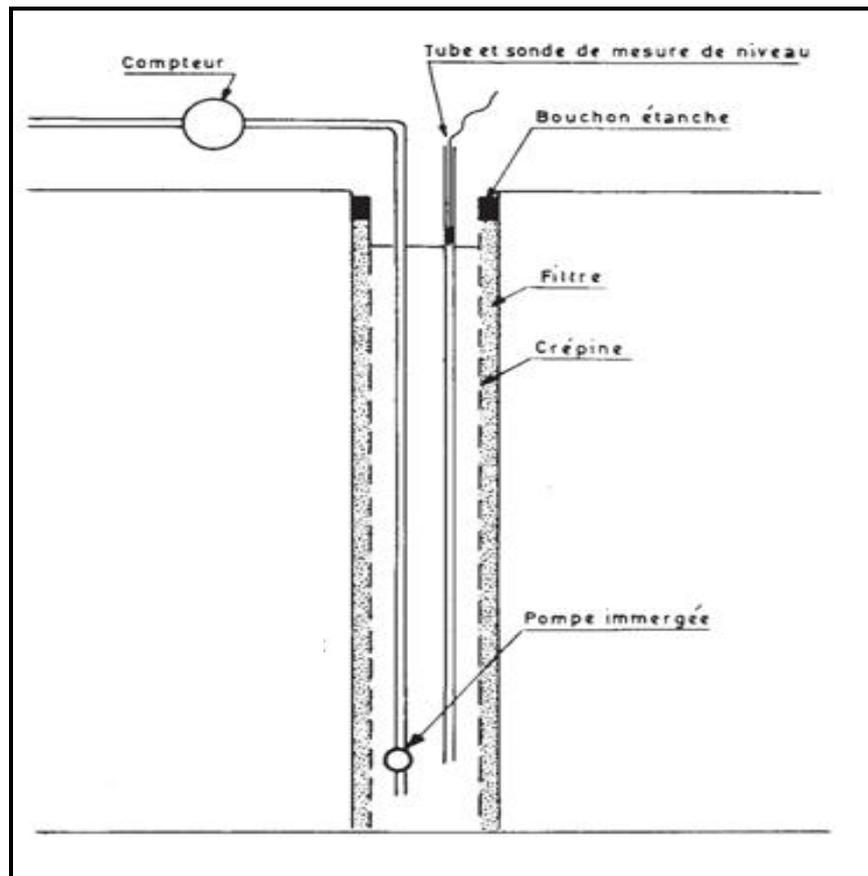


Figure 3.3 : Essai de Pompage

Les Résultats de l'essai de pompage sont illustrés sur le tableau3.2 qui suit :

Tableau 3.2 : essai de pompage à long durée

Date	Heure	temps (s)	N D	Rabattement (NS-ND)
28/08/2012	11:10	0	8,55	0
	11:11	60	9,13	0,58
	11:12	120	9,15	0,6
	11:13	180	9,25	0,7
	11:14	240	9,45	0,9
	11:15	300	9,56	1,01
	11:16	360	9,51	0,96
	11:17	420	9,42	0,87
	11:18	480	9,62	1,07
	11:19	540	9,65	1,1
	11:20	600	9,59	1,04
	11:25	900	9,7	1,15

	11:30	1200	9,75	1,2
	11:35	1500	9,81	1,26
	11:40	1800	9,81	1,26
	11:45	2100	9,87	1,32
	12:00	3000	9,92	1,37
	12:15	3900	9,98	1,43
	12:30	4800	10,01	1,46
	12:45	5700	10,11	1,56
	12:50	6000	10,12	1,57
	13:10	7200	10,13	1,58
	14:10	10800	10,15	1,6
	15:10	14400	10,17	1,62
	16:10	18000	10,18	1,63
	17:10	21600	10,18	1,63
	18:10	25200	10,2	1,65
	19:10	28800	10,21	1,66
	20:10	32400	10,23	1,68
	21:10	36000	10,23	1,68
	22:10	39600	10,24	1,69
	23:10	43200	10,24	1,69
29/08/2012	00:10	46800	10,25	1,7
	01:10	50400	10,25	1,7
	02:10	54000	10,25	1,7
	03:10	57600	10,26	1,71
	04:10	61200	10,27	1,72
	05:10	64800	10,27	1,72
	06:10	68400	10,28	1,73
	07:10	72000	10,29	1,74
	08:10	75600	10,30	1,75
	09:10	79200	10,31	1,76
	10:10	82800	10,32	1,77
	11:10	86400	10,34	1,79
	12:10	90000	10,34	1,79
	13:10	93600	10,34	1,79
	14:10	97200	10,35	1,8
	15:10	100800	10,35	1,8
	16:10	104400	10,35	1,8
	17:10	108000	10,35	1,8
	18:10	111600	10,35	1,8
	19:10	115200	10,34	1,79
	20:10	118800	10,32	1,77
	21:10	122400	10,32	1,77
	22:10	126000	10,32	1,77
	23:10	129600	10,32	1,77
30/08/2012	00:10	133200	10,32	1,77
	01:10	136800	10,31	1,76
	02:10	140400	10,31	1,76
	03:10	144000	10,31	1,76
	04:10	147600	10,30	1,75
	05:10	151200	10,31	1,76
	06:10	154800	10,31	1,76
	07:10	158400	10,32	1,77
	08:10	162000	10,34	1,79
	09:10	165600	10,34	1,79
	10:10	169200	10,35	1,8
	11:10	172800	10,37	1,82
	12:10	176400	10,38	1,83
	13:10	180000	10,38	1,83

14:10	183600	10,38	1,83
15:10	187200	10,37	1,82
16:10	190800	10,36	1,81
17:10	194400	10,36	1,81
18:10	198000	10,36	1,81
19:10	201600	10,35	1,8
20:10	205200	10,32	1,77
21:10	208800	10,33	1,78
22:10	212400	10,33	1,78
23:10	216000	10,33	1,78
00:10	219600	10,33	1,78
01:10	223200	10,33	1,78
02:10	226800	10,33	1,78
03:10	230400	10,33	1,78
04:10	234000	10,33	1,78
05:10	237600	10,33	1,78
06:10	241200	10,33	1,78
07:10	244800	10,33	1,78
08:10	248400	10,33	1,78
09:10	252000	10,33	1,78
10:10	255600	10,33	1,78
11:10	259200	10,33	1,78

Source (DHW de Tizi Ouzou)

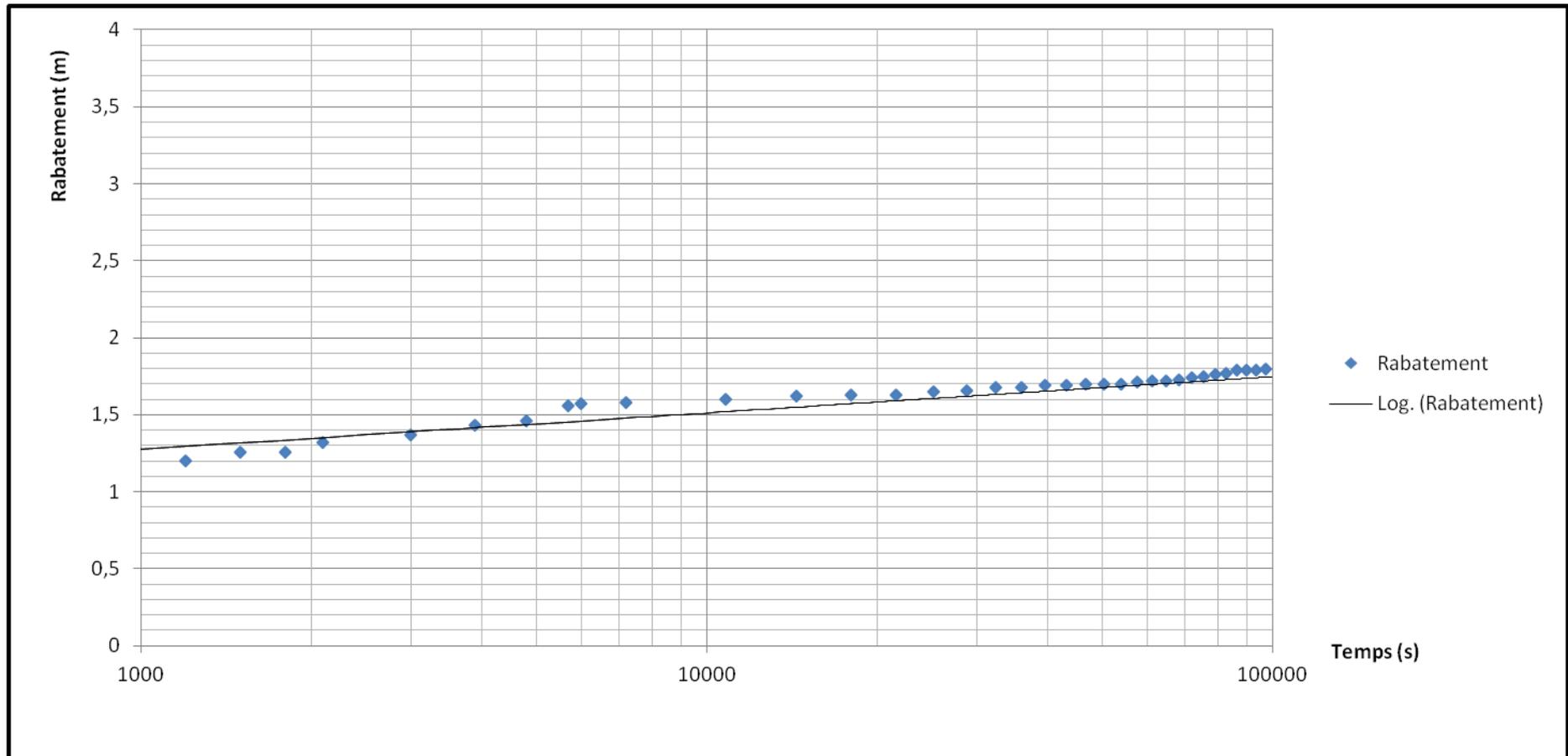


Figure3.4 : Evolution du rabattement en fonction du temps

3.3.1.2. Propriétés de l'aquifère

a- Transmissivité

La transmissivité caractérise la productivité d'un captage. Elle est déterminée à partir de la relation (3.3) (Dupont, 1979).

$$\tau = \frac{0,183 \times Q}{c} \quad (3.1)$$

Q étant le débit d'exploitation de l'essai de pompage égale = 15 l/s = 0,015 m³/s

Pour déterminer la pente c, on porte les valeurs du rabattement (Δ) (tableau 3.3) en ordonnées sur une échelle linéaire et sur l'axe des abscisses à une échelle logarithmique en porte le temps (t) (figure 3.4), On déduit alors, la pente de la droite obtenue :

$$c = \text{tg } \alpha = 0,20 \text{ m}$$

Ce qui donne : $\tau = 10,17 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$

a- coefficient de perméabilité K

La perméabilité caractérise la faculté de circulation de l'eau au travers d'un terrain. Elle est déterminée à partir de la relation (3.4) (Dupont, 1981).

$$\tau = K \times H \quad (3.2)$$

ce qui donne : $K = \frac{\tau}{H}$

avec:

τ : transmissivité en (m²/s),

H : épaisseur de la nappe en (m).

On obtient: $K = 1,37 \times 10^{-4} \text{ m/s}$

Du point de vue perméabilité, et d'après **Castany**, les formations sont classées comme suit (Dupont, 1981) :

- très bonne perméabilité..... $10^{-2} < K < 10$
- bonne perméabilité..... $10^{-5} < K < 10^{-2}$
- mauvaise perméabilité..... $10^{-9} < K < 10^{-5}$
- terrains imperméables..... $K < 10^{-9}$

Dans notre cas, la perméabilité obtenue est classée dans l'intervalle de bonne perméabilité : $10^{-5} < K < 10^{-2}$.

3.3.1.3. Détermination du rayon d'action R

L'abaissement de la nappe résultant d'un pompage à un débit Q se fait sentir jusqu'à une distance de l'axe du puits que nous avons appelée R (figure 3.5) et qui est déduite à partir de la relation de Dupuit (Dupont, 1981) comme suit :

$$\text{Ln } R = \text{Ln } r + 2 \pi \times \tau \frac{\Delta}{Q} \quad (3.3)$$

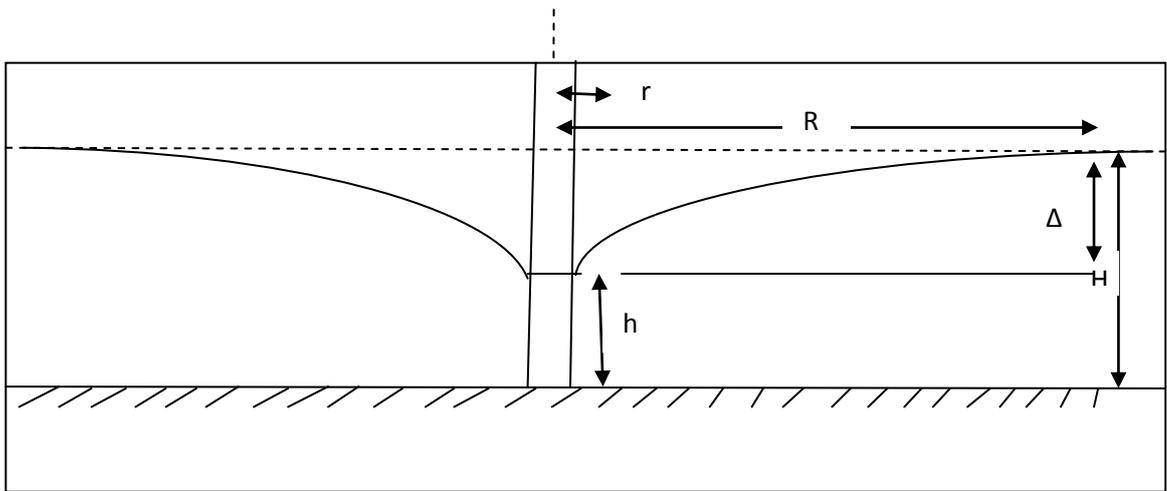


Figure3.5 : Evolution de la nappe libre

avec :

r : Rayon du puits = 0.25m,

τ : la transmissivité = $\tau = 10.17 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$,

$\Delta = (H - h)$: le rabattement = 1.45m,

H : épaisseur de la nappe = 10m

h : hauteur d'eau dans le puits = 8.55m

Q : débit à l'essai = 0.015 m³/s.

Ce qui donne

$$\text{Ln } R = 4,79 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } R = e^{\text{Ln } R} = 120 \text{ m}$$

Le rayon d'action du puits s'étend sur une distance de **120 m**, par conséquent, il devient nécessaire d'espacer les puits d'au moins de **120 m** pour éviter le chevauchement des lignes de rabattement (lignes piézométriques).

Ainsi, l'implantation de nos forages sur la carte d'état major est représentée sur figure 3.6

3.3.1.4. Caractéristiques des forages

Les caractéristiques des forages sont recueillies auprès DHW de T-Ouzou à partir du premier forage réalisé en 2012. Celles-ci sont illustrées sur le tableau 3.3 :

avec :

NS : niveau statique,

ND : niveau dynamique,

Qes : Débit d'exploitation (l/s),

Qeq : Débit d'équipement (l/s)

Notons que les formations rencontrées de 0 à 11m sont des alluvions et de 11 à 14 m des marnes.

Tableau 3.3: Coordonnées du forage.

Forage	COORDONNEES UTM			CARACTERISTIQUES					Date de réalisation	Diamètre du tubage (mm)
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Prof (m)	N.D (m)	N.S (m)	Qex (l/s)	Qeq (l/s)		
F1	607 354.145	4 044 523.34	297.41	14.00	5.8	1.5	15	8.00	2012	500
F2	607 058.68	4044 931.12	291.41	13.00	6.5	1.8	15	8.00	2013	500
F3	606 838.04	4045 409.29	298.41	14.80	7.5	1.3	15	8.00	2013	500

Source (DHW de Tizi Ouzou)

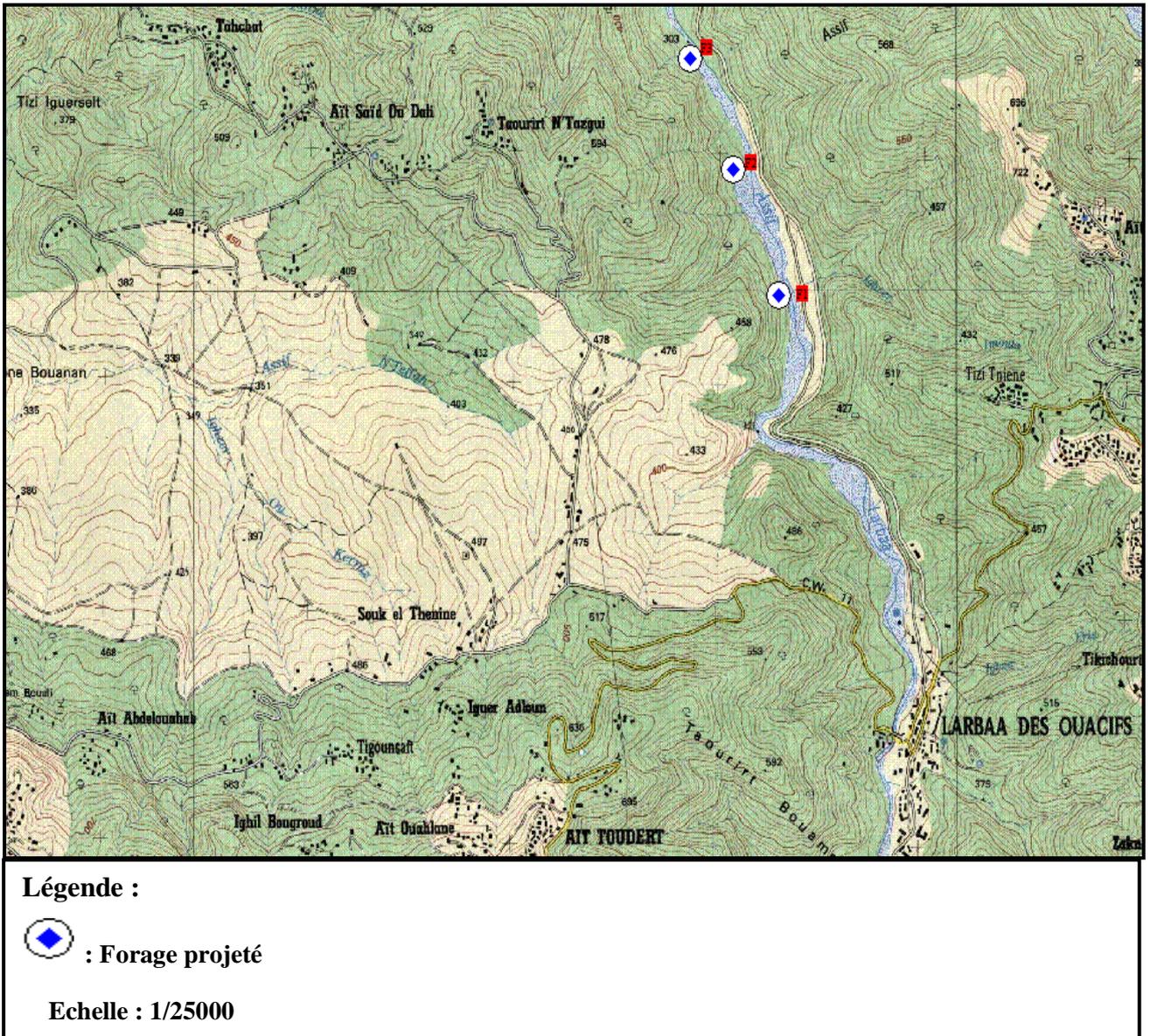


Figure 3.6 : Présentation des forages projetés sur la carte d'état major

3.4. Qualité de l'eau

Pour contrôler la qualité d'une eau, l'OMS a défini des normes de potabilité et des recommandations que les pays développés et la plupart des grandes villes appliquent en permanence, à l'aide d'analyseurs en continu ou par des mesures en laboratoire ; afin de garantir aux consommateurs une eau potable. Ces recommandations assez rigoureuses ne sont toutefois pas toujours entièrement respectées car trop contraignantes pour certaines régions dépourvues de moyens. Ces normes imposent à chaque pays d'établir sa propre législation en fonction des critères locaux et de degré de son développement. Cependant, de multiples précautions sont à prendre lors de l'analyse.

❖ Avant le prélèvement

Vérifier que le cours d'eau n'est pas pollué en aval du point de prélèvement, ce qui rendrait les prélèvements inutiles. Vérifier également que tous les récipients soient propres et non contaminés de préférence stérilisés (utilisation de pastilles de chlore possible).

❖ lors du prélèvement

Bien exécuter le protocole de prélèvement (sondes étalonnées correctement, quantité de l'échantillon prélevée significatif...), ou d'analyses in vivo (mesure de la température...).

❖ Après le prélèvement

Éviter les contaminations de l'échantillon prélevé : soit par le récipient, soit par l'apparition de bactéries lors du stockage. Réaliser les différentes analyses in situ selon un protocole expérimental bien défini.

Dans le cas de notre étude, et pour contrôler la qualité de l'eau des forages d' « Assif Larbaa » destinés à alimenter notre région d'étude, des analyses physico-chimiques et bactériologiques ont été recueillis au niveau de l'ADE de Tizi Ouzou. Les résultats de ces analyses sont présentés dans les tableaux 3.4, 3.5, 3.6 et 3.7 qui suivent :

Tableau 3.4 : Paramètres physico-chimiques

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement fev. 2012	Résultats du deuxième prélèvement juil. 2012	Normes OMS admissibles
Ph	/	7.52	7.16	9.5
Potentiel redox Eh	mv	351	524	/
Conductivité à 25°C	µs/cm	458	524	1 250
Température	°C	15,8	25,4	25
Turbidité	NTU	0,12	0,32	5
Oxygène dissous	mg/l	/	/	/
Salinité	%	00	00	/
Résidu sec à 105°C	mg/l	292,1	/	2 000
Résidu sec à 525°C	mg/l	/	/	/
MES à 105°C	mg/l	/	/	/
MES à 525°C	mg/l	/	/	/
T.D.S	mg/l	397	407	1 500

Source : ADE de Tizi-Ouzou

Tableau 3.5: Paramètres de pollution

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement fév. 2012	Résultats du deuxième prélèvement juillet 2012	Les normes OMS admissibles
Ammonium NH ₄ ⁺	Mg/l	00	00	20
Nitrites NO ₂ ⁻	Mg/l	00	00	0.5
Phosphates PO ₄ ³⁻	Mg/l	00	00	0.5
Nitrates NO ₃ ⁻	Mg/l	9.96	6.28	50
Mat.Oxyd.Mat.acide	Mg/l	0.9	1.2	/
Fer Fe ²⁺	Mg/l	0.086	0.022	200

Source : ADE de Tizi-Ouzou

Tableau 3.6 : Minéralisation globale

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement fév. 2012	Résultats du deuxième prélèvement juillet 2007	Normes OMS admissibles
Calcium Ca ⁺⁺	mg/l	66.53	56.91	/
Magnésium Mg ⁺⁺	mg/l	17.01	24.31	50
Sodium Na ⁺⁺	mg/l	16	16	100
Potassium K ⁺	mg/l	01	02	12
Chlorure Cl ⁻	mg/l	25.81	25.81	200
Sulfate SO ₄ ⁻	mg/l	34.4	56.84	400
Bicarbonates HCO ₃ ⁻	mg/l	242.78	246.44	/
Dureté total (TH)	mg/l CaCO ₃	236	242	500
Titre alcalin (TA)	mg/l CaCO ₃	37	40	/
Titre alcalin complet (TAC)	mg/l CaCO ₃	00	00	/
	mg/l CaCO ₃	199	202	/

Source : ADE de TIZI-OUZOU

Tableau 3.7 : Paramètres bactériologiques

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement février 2007	Résultats du deuxième prélèvement juillet 2007	Normes OMS admissibles
Germes totaux à 37°C	c/ml	05	05	05
Germes totaux à 22°C	c/ml	45	Indénombrables	100
Coliformes totaux	c/100ml	00	00	03
Colibacilles	c/100ml	00	00	00
Streptocoques fécaux	c/100ml	03	00	00

Source : ADE de TIZI-OUZOU

3.4.1. Interprétation des résultats d'analyses

3.4.1.1. Paramètres organoleptiques

Ces paramètres sont importants dans la mesure où ils sont directement appréhendés par les usagers. Pour certains d'entre eux ; tels la saveur et l'odeur, leurs détermination reste subjective.

- La couleur

La couleur d'une eau est liée à la présence de matières organiques dissoutes et de matières colloïdales en suspension. Elle est évaluée par comparaison optique avec une gamme étalon préparée à partir d'une solution contenant du platine cobalt. L'eau ne doit pas présenter une coloration dépassant 15 mg/l platine cobalt en référence à l'échelle platine cobalt (Rodier ; 1996).

- Odeur

L'odeur et la saveur d'une eau sont imputables à la présence de certains éléments organiques ou minéraux. Ces paramètres sont appréciés quantitativement en diluant l'échantillon jusqu'à ce que le goût ou l'odeur, initialement présents soient amenés au seuil de perceptibilité (Rodier ; 1996).

3.4.1.2. Paramètres physico-chimiques (Annexe A)

- Température

La température est un critère physique important dans l'appréciation d'une eau. Elle joue un rôle important dans :

- la solubilité des sels ;
- la solubilité des gaz : l'augmentation de la température s'accompagne d'une diminution de concentration de l'oxygène dissous ;
- Influence sur la conductivité électrique et la détermination du PH.
- Elle favorise le développement des parasites et des algues qui génèrent les toxines et entraînent des goûts et des odeurs désagréables.

La température idéale d'une eau d'alimentation se situe entre 9°C et 12°C, avec une valeur maximale qui peut aller jusqu'à 25°C. Les eaux souterraines ont généralement une température comprise entre 10°C et 12°C, mais les eaux profondes sont plus chaudes.

Dans notre cas la température moyenne de l'eau est de 20,6°C, donc cette valeur est acceptable. Pratiquement la température de l'eau est mesurée soit avec un appareil électro métrique ou avec thermomètre précis. (Rodier ; 1996).

- PH

Le pH d'une solution est inférieur ou supérieur à 7 selon que l'eau est acide ou basique. Le pH des eaux naturelles est compris entre 5,5 et 10. La réglementation de l'OMS considère comme acceptable les valeurs de pH comprises entre 6,5 et 8.5. Dans notre cas, on distingue une eau alcaline de pH qui répond aux normes de potabilité 7,52 en hiver et 7,16 en été (Rodier ; 1996).

- Turbidité

La turbidité d'une eau est due à la présence de matière en suspension finement dispersée (argiles, limons, grains de silice, matière organique,...). La turbidité d'une eau de boisson doit être maintenue inférieure à 5 NTU et comme valeur guide 1 NTU. Elle se mesure à l'aide d'un appareil appelé Turbidimètre ; vis-à-vis de ce paramètre, les valeurs obtenues sont acceptables. La turbidité des eaux traitées est de 0.12 NTU en hiver et 0.32 NTU en été, qui sont acceptable et conforme aux normes de potabilité.

- Conductivité

La conductivité électrique d'une eau est la conductance d'une colonne d'eau comprise entre deux électrodes métalliques de 1cm² de surface et séparée l'une de l'autre de 1 cm. Elle est inverse de la résistivité électrique. L'unité de la conductivité est le siemens par mètre (s/m). La conductivité électrique d'une eau s'exprime généralement en micro siemens par centimètre (µs/cm). Elle augmente avec la température qui doit être ramenée à (18°C, 20°C, 25°C)

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

Tableau3.8 : 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 deux valeurs de la conductivité des eaux, 458 $\mu\text{s}/\text{cm}$ en hivers et 524 $\mu\text{s}/\text{cm}$ en été, sont très loin de la valeur maximale admissible et donc une minéralisation moyenne.

Concernant les éléments indésirables, les analyses n'ont porté que sur le Fer, mais qui répond aux normes de potabilité.

3.4.1.3. La minéralisation globale

La minéralisation de l'eau est la mesure de sa concentration en sels solubles. Elle est généralement d'autant plus forte que l'eau a circulé plus profondément. L'estimation des paramètres chimiques est basée sur l'évaluation des éléments chimiques majeurs qui sont de deux types.

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

➤ **Calcium et magnésium (Mg^{++} , Ca^{++})**

Ces deux éléments sont présents dans les roches cristallines, très solubles. Les analyses montrent les valeurs suivantes :

- Pour le Ca^{2+} : 66,53mg/l en hivers et 56,9mg/l en été ;
- Pour le Mg^{2+} : 17,01mg/l en hivers et 24,31mg/l en été, sont des valeurs conformes aux normes de consommation.

➤ **Sodium Na^{2+}**

Le sodium se trouve uniquement à l'état combiné. Il est le septième élément le plus abondant de la croûte terrestre, il est toujours présent dans les eaux naturelles. Selon les résultats d'analyse, la teneur en Sodium est de 16mg/l pour les deux prélèvements et cette valeur répond aux normes.

➤ **Potassium K^+**

Le potassium se trouve abondamment dans la nature, mais il est rarement présent dans l'eau à des teneurs supérieures à 20mg/l. Les teneurs en K^+ des deux prélèvements sont de l'ordre de 01mg/l en hiver et 2mg/l en été et qui sont acceptables.

➤ **Chlorures Cl^-**

Les chlorures existent dans toutes les eaux à des concentrations variables. Ils ont pour origine :

- la percolation à travers des terrains salés ;
- les infiltrations marines ;
- les rejets industriels et humains.

Une importante concentration en chlorures (>200 mg/l) affecte la qualité organoleptique de l'eau, surtout si les ions Cl^- sont accompagnés d'ions Na^+ . Les chlorures sont très corrosifs ; ils sont répons dans la nature sous forme de sels de sodium $NaCl$, de potassium KCl et de calcium $CaCl_2$.

Dans notre cas, la teneur en Chlorures est de 25.81 mg/l. Elle est conforme à la norme.

➤ **Les sulfates SO_4^{2-}**

La présence des sulfates dans les eaux naturelles résulte de la légère solubilité des sulfates présents dans les roches. Les fortes concentrations des sulfates provoqueront des troubles gastro-intestinaux et pourront donner un goût désagréable à l'eau. Selon l'OMS, la concentration maximale admissible pour les sulfates est de 250 mg/l, et les teneurs obtenues pour les deux échantillons (34,4 mg/l et 56,84 mg/l) sont acceptables.

➤ **La dureté**

La dureté d'une eau est principalement due à la présence de sels calcium et de magnésium ; une teneur trop élevée nuit à la cuisson des légumes et à la bonne utilisation des savons ordinaires, comme elle provoque des dépôts dans les appareils ménagers.

- **La dureté totale ou titre hydrométrique (TH)**

En pratique on considère souvent que la dureté totale d'une eau potable est égale à la somme de la dureté calcique et la dureté magnésienne exprimée en mg/l $CaCO_3$.

Les valeurs obtenues dans notre cas sont de l'ordre 236 mg/l $CaCO_3$ et 242 mg/l $CaCO_3$. Ces valeurs répondent à aux normes exigées.

- **La dureté permanente (non carbonatée)**

Correspond au Sulfate de Chlore de Mg^{2+} et Ca^{2+} et persiste après ébullition de l'eau. Les valeurs obtenues sont de l'ordre de 37 mg/l $CaCO_3$ et 40 mg/l $CaCO_3$ et sont acceptables.

➤ **Le titre alcalimétrique (TA)**

Il mesure la totalité des ions hydroxydes (OH^-) et la moitié de la dose des carbonates (CO_3^{2-}). Dans notre cas, le titre d'alcalinité est nul pour les deux prélèvements.

➤ **Titre alcalimétrique complet (TAC)**

Il indique globalement la teneur de l'eau en hydroxyde (OH^-), en carbonates (CO_3^{2-}) et en bicarbonates (HCO_3^-).

Les analyses des teneurs de TAC qui sont égales à 199 mg/l CaCO_3 en hivers et 202 mg/l CaCO_3 sont acceptables.

Les normes admissible de toute ses analyse se trouvent dans l'annexe B.

3.4.1.4. Paramètres bactériologiques

L'eau potable ne doit contenir aucun germe pathogène. Les contaminations les plus fréquents sont d'origine fécale (humaine ou animale). On doit vérifier lors des analyses, l'absence des germes suivants :

- Bacille de Coli ou Escherichia Coli ;
- Entérocoque ;
- Clostridium sulfitoréducteur ;
- Bactériophages fécaux

L'analyse bactériologique a porté sur les germes totaux, les Coliformes totaux, les Colibacilles et les Streptocoques fécaux.

Les résultats obtenus sont :

- **Germes totaux à 37°C : 5 c/ml** dans les deux échantillons (la norme est de 2c/ml),
- **Germes totaux à 22°C : 45c/ml** pour le premier prélèvement et pour le deuxième sont indénombrables, (la norme étant 100 c/ml).
- **Coliformes totaux : 00c/100ml** pour les deux prélèvements (la norme : 00c/100ml).
- **Colibacilles : 00c/100ml** pour le premier échantillon, et **00 c/ml** pour le second (la norme : 00 c/ml).

Les normes admissible de toute ses analyse se trouvent dans l'annexe A.

Conclusion

Pour satisfaire l'ensemble des besoins en eau potable des villages d'Ait Toudert et Tahachat, nous proposons une chaîne d'adduction complémentaire alimentée à partir des forages implantés sur la nappe « Ouacif Larbâa ». Le nombre de forages nécessaires pour couvrir le déficit en eau estimé à 24,70 l/s est de trois, ayant chacun un débit d'exploitation de 15 l/s. ces forages seront réalisés avec un rayon d'action de 120m.

Concernant la qualité de cette eau, les paramètres physico-chimiques obtenus à partir des analyses de l'eau des forages répondent bien aux normes de consommation arrêtées par l'OMS. Par contre, les paramètres bactériologiques sont de mauvaise qualité ; d'où la nécessité d'une désinfection avant toute distribution, pour une destruction ou inactivation de ces germes pathogènes. Par conséquent, on peut procéder soit par chlore ou ses dérivés, ou par l'Ozone (voie chimique), ou bien par le chlore actif ou les rayonnements absorbants (voie physique). La désinfection par le Chlore est plus répandue, elle consiste à maintenir un taux de chlore résiduel libre compris entre 0.2 et 0.4mg/l.

Introduction

Le terme adduction s'applique à l'ensemble des ouvrages destinés à acheminer des débits importants à partir de la prise d'eau (forage, source, réservoir de stockage ou bien un barrage) au point de stockage ou d'utilisation. On distingue deux types d'adduction : adduction gravitaire, adduction par refoulement.

L'objectif de ce chapitre est de proposer un schéma d'adduction adéquat pour notre projet d'alimentation et d'étudier les différents types adduction existantes.

4.1. Définitions

4.1.1. Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le réservoir d'accumulation se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte. Dans ce cas, l'écoulement de l'eau obéit à la loi de la force de pesanteur (Dupont, 1971).

4.1.2. Adduction par refoulement

Ce type d'adduction est utilisé dans le cas où le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Les eaux de captage doivent être relevées par une station de pompage (Dupont, 1971).

4.2. Choix du tracé

Pour effectuer un meilleur tracé de la conduite d'adduction, nous devons tenir compte des différents paramètres économiques, techniques, et topographiques qui suivent :

- choisir le tracé le plus court possible pour des raisons économiques; (figure4.1)
- rechercher un profil en long aussi régulier que possible pour éviter les contres pentes susceptibles de donner lieu à des cantonnements d'air aux points hauts qui sont plus ou moins difficiles à évacuer. Dans le cas de refoulement, il peut résulter en ces endroits un phénomène de cavitation par suite d'arrêt inopiné pouvant occasionner l'éclatement des canalisations ;
- suivre les accotements des routes pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement du matériel lors de la réalisation ;
- Enfin, les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes et diminuer les pertes de charge.

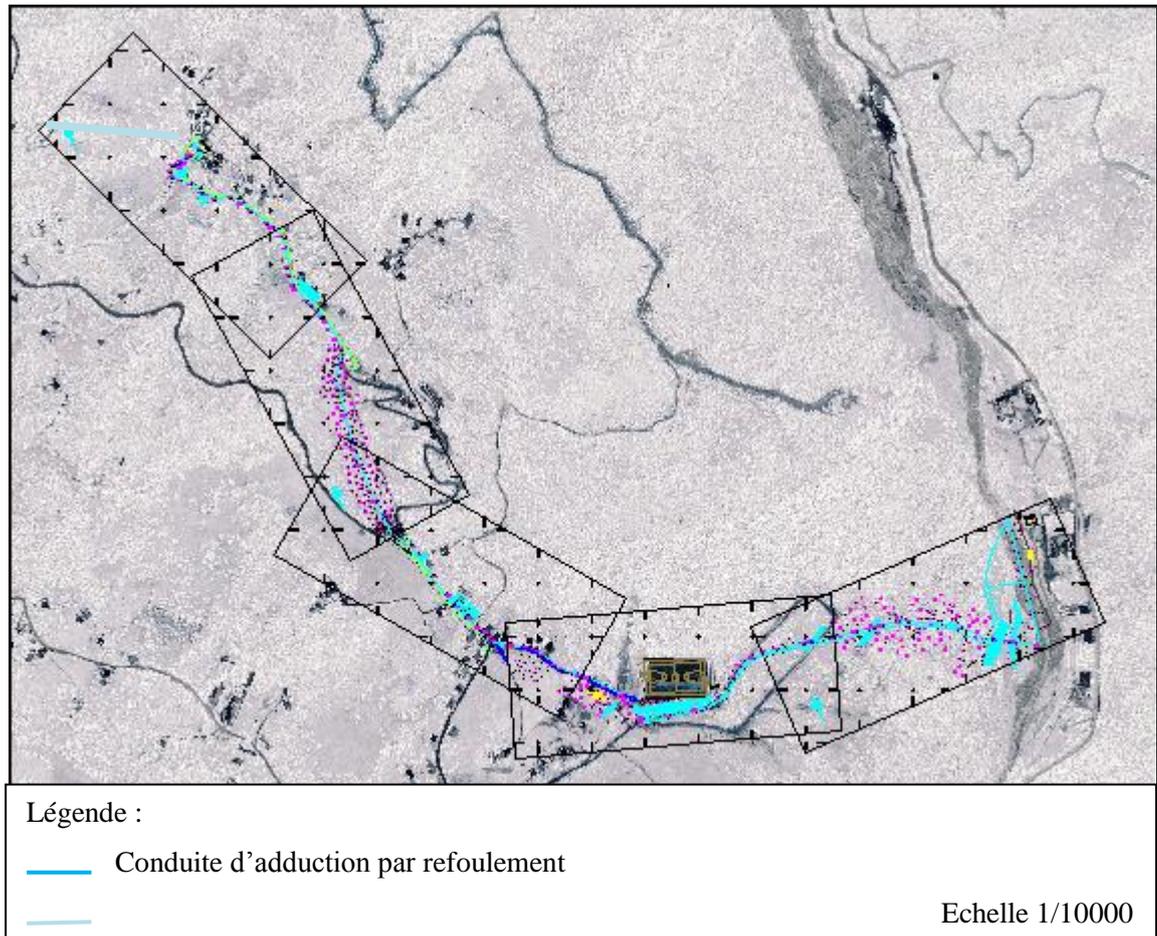


Figure 4.1: Choix de notre tracé sur la carte Google Eurth

4.3. Choix du type de conduites

Les différentes conduites utilisées dans le domaine d'alimentation en eau potable sont les conduites en fonte, en acier, en amiante ciment, en matière thermoplastique et les conduites en béton (Bonvin ; 2005). Le choix du type de conduites est établi en tenant compte de plusieurs critères d'ordre technique, à savoir : le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des critères économiques qui englobent le prix des équipements et leur disponibilité sur le marché national.

Pour notre projet, nous avons opté de conduites en polyéthylène à haute densité (PEHD) en raison des multiples qu'elles présentent :

- le PEHD résiste bien aux chocs, même à basse température ;
- grâce à leur faible conductibilité thermique, les conduites en PEHD condensent moins que celles en acier ou en fonte ;
- le PEHD résiste à la corrosion. Il est souple et léger, de surface lisse et arrondie permet pour la mise directe dans le béton.
- Facile à poser (grande flexibilité) ;

- Permet des rayons de courbure inférieur aux réseaux traditionnels ;
- Fiable au niveau de branchement (Pas de fuites) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique 50 ans à 20 °C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées ;
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier);
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre) ;
- La mise en œuvre des conduites d'adduction en PEHD élimine toutes constatatives de piquage en raison des difficultés de branchement qu'elles présentent ;
- Possibilité d'enroulement.

4.4. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction

Les équipements classiques prévus sur notre réseau d'adduction se résument comme suit :

4.4.1. Point bas

Vidange, vanne de sectionnement, vanne à survitesse et soupape de décharge. (Annexe C)

4.4.1.1. Vanne de sectionnement

Afin de permettre la possibilité d'isolement de certain tronçon du réseau, des vannes sont prévues à chaque départ à partir d'ouvrages et à chaque bifurcation sur la conduite principale. Des vannes intermédiaires, sont également prévues afin de pouvoir isoler et vider des tronçons en cas d'intervention pour une réparation, sans avoir à vider l'ensemble de la branche d'adduction correspondante. Le nombre et l'implantation des vannes de sectionnement sont choisis selon le profil en long, la longueur maximale du tronçon de conduite à vidanger soit de l'ordre de 1 à 2 km.

Dans notre cas, les vannes de section seront de type opercule et de diamètre 125mm.

4.4.1.2. Vidange

Ce sont des ouvrages installés au niveau des points les bas du tronçon de conduite. Chaque ouvrage de point bas abrite un système de vidange de la conduite. Ce système est

composé d'une vanne fermée pendant le fonctionnement normal de la conduite monté directement sur la conduite principale.

Les vidange à installé dans notre projet sont toutes de diamètre 60mm.

4.4.1.3. 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) (figure4.2) :

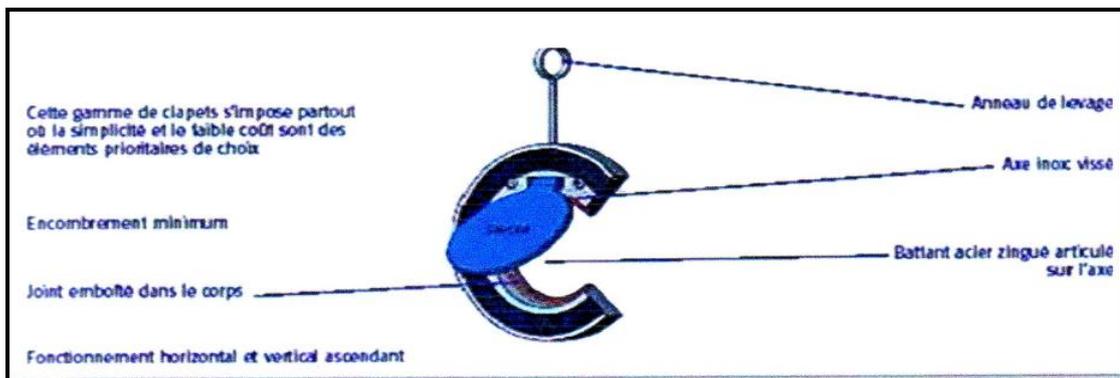


Figure 4.2 : Clapet à un battant

4.4.2. Points hauts (Ventouse)

Il s'agit d'un ouvrage abritant une ventouse pour le dégazage de la conduite et l'entrée/sortie de l'air. Ces ouvrages sont installés aux points hauts des tronçons de conduite. La ventouse est montée sur la tubulure d'un té monté directement sur la conduite (figure4.3).

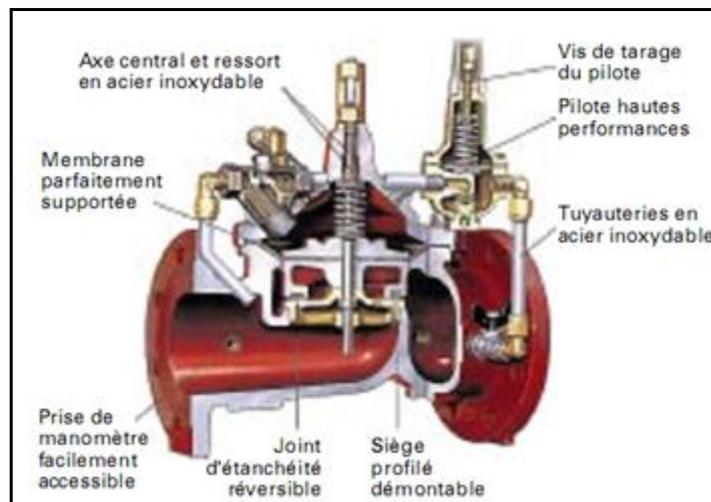


Figure 4.3 : ventouse

Dans notre projet, les ventouses seront de diamètres 65 mm. L'implantation des ouvrages des points hauts sur les différents tronçons du réseau est présentée dans les plans des profils en long (Annexe B.)

4.5. Etude technico-économique des diamètres - Adduction par refoulement

Le choix du diamètre de la conduite est lié à des impératifs d'ordre économique. En effet, pour un même débit à relever, plus la perte de charge est grande (petits diamètre) plus la dépense d'énergie est importante. La perte de charge varie en sens inverse du diamètre des canalisations. Le diamètre économique va résulter d'un compromis entre les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec son diamètre et les frais d'exploitation de la station de reprise qui diminue lorsque le diamètre de la conduite augmente.

4.5.1. Choix de la gamme des diamètres

Plusieurs relations sont utilisées pour la détermination du diamètre économique de la conduite (Dec), en tenant compte du débit Q (m^3/s) véhiculé par la conduite, telles que :

$$\text{Formule de Bonnin :} \quad \text{Dec} = \sqrt{Q} \quad (4.1)$$

$$\text{Formule de Bresse :} \quad \text{Dec} = 1,50 \sqrt{Q} \quad (4.2)$$

$$\text{Formule de Pavlovski :} \quad \text{Dec} = 1,38 Q^{0,48} \quad (4.3)$$

$$\text{Formule classique :} \quad \text{Dec} = 1,24\sqrt{Q} \quad (\text{en prenant } V \text{ égale } 1 \text{ m/s}) \quad (4.4)$$

On choisit une gamme de diamètre en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché. Le diamètre économique à adopter correspondra alors à la somme minimale des frais d'exploitation et d'amortissement calculés.

4.5.2. Evaluation des frais d'amortissement (F_{am})

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

$$F_{am} = P_{uc} L A \quad (4.5)$$

P_{uc} : prix par mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pause, fourniture et terrassements,

L : longueur de la conduite,

A : annuité d'amortissement donnée par la formule :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n} + i \quad (4.6)$$

Où:

i : taux d'annuité $\approx 8\%$

n : nombre d'années d'amortissement ($n=30$ ans)

ce qui donne : **$A = 0,0879501$**

4.5.3. Evaluation des frais d'exploitation

Les Frais d'exploitation sont les couts de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau de la station de pompage jusqu'au réservoir. Ces frais d'exploitation croissent quand le diamètre diminue et par suite de l'augmentation des pertes de charges. Pour estimer ces frais, nous devons évaluer par conséquent les pertes de charges, la hauteur géométrique, la hauteur manométrique totale, la puissance absorbée par la pompe et enfin l'énergie consommée par cette dernière.

4.5.3.1. Calcul de la vitesse de l'écoulement

Dans les différents problèmes relatifs de l'écoulement dans les canalisations, il faut toujours calculer la vitesse moyenne dans la conduite par la relation de continuité (4.7), de manière à s'assurer qu'elle est acceptable :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (4.7)$$

En effet, si la vitesse est trop grande il peut en résulter certains inconvénients d'ordre pratique (risque de coup de bélier trop violent en cas de changement brusque du régime d'écoulement, difficultés d'alimenter correctement les branchements) et risque de dépôts solide pour de faibles vitesses entraînant ainsi l'obturation de la conduite. Dans la pratique des adductions d'eau, nous veillerons toujours à ce que la vitesse d'écoulement de l'eau dans chaque tronçon soit comprise entre 0,50 m/s et 1,50 m/s, en fonction du diamètre adopté.

4.5.3.2. Calcul des pertes de charge

❖ Pertes de charge linéaire

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

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

$$j = \frac{\lambda V^2}{D 2g} \quad (4.8)$$

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

D : diamètre de la conduite [m],

V : vitesse de l'écoulement [m/s],

λ : coefficient de perte de charge [-].

Il existe une grande variété de formules plus ou moins empiriques pour la détermination du coefficient de pertes de charges λ . Nous citons :

- **En régime turbulent rugueux** : λ est donné par la formule de **NIKURADZI**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \left[1,14 - 2 \text{Log} \frac{\varepsilon}{D} \right] \quad (4.9)$$

Ou bien :

$$\lambda = \left[1,14 - 0,86 \text{Log} \frac{\varepsilon}{D} \right]^{-2} \quad (4.10)$$

Avec :

ε : Coefficient de rugosité absolue du tuyau en (mm) ;

$\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité relative

- **Régime de transitoin** : λ est donné par la formule de **COLEBROOK WHITE**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{lg} \left(\frac{K}{3,7D} + \frac{2,52}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right) \quad (4.11)$$

K : paramètre lié à la rugosité de la paroi (tableau 1),

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

$$\text{Re} = \frac{VD}{\nu} \quad (4.12)$$

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

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

$\text{Re} < 2100$: Régime laminaire ;

$2100 < \text{Re} < 4000$: Régime transitoire ;

$\text{Re} > 4000$: Régime turbulent rugueux.

- **Régime laminaire**

λ est indépendant de la rugosité relative, il n'est fonction que de nombre de Reynolds, il est donné par l'expression de **POISEUILLE**

$$\lambda = \frac{64}{\text{Re}} \quad (4.13)$$

2- λ Peut être déterminé par le diagramme de Moody en fonction de nombre de Re et la rugosité relative $\frac{\varepsilon}{D}$ $\lambda = f(\text{Re})$.

- **Etude de la rugosité**

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

Elle se calcul comme suit :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha T \quad (4.14)$$

Avec :

ε : Rugosité recherchée ;

ε_0 : Rugosité à l'état neuf ($\varepsilon_0 = 10^{-4}$ pour l'acier) ;

α : Coefficient de vieillissement des conduite ($\alpha = 3 \cdot 10^{-5}$ m/ ans) ;

T : Durée d'utilisation de la conduite (T = 30 ans).

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

Dans la pratique, ε est prit égale :

- 10^{-3} m pour l'acier ;
- Pour la fonte ductile $\varepsilon = 0.85$ mm ;
- Pour le PEHD :
 - si $D \leq 200\text{mm}$ on a $\varepsilon = 0.01$ mm ;
 - si $D > 200\text{mm}$ on a $\varepsilon = 0.02$ mm.

D'autres formules utilisées pour le calcul de λ :

- Blasius :

$$\lambda = \frac{0.316}{\text{Re}^{-0.25}} \quad (4.15)$$

- Karman- Prandel :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left(\frac{k}{3.71D}\right) \quad (4.16)$$

Cependant les ordinateurs et même certaines calculettes programmables permettent très facilement d'utiliser directement la relation de Colebrook (trois itérations suffisent largement pour déterminer λ avec une précision suffisante). Il existe également de nombreux abaques et aussi des logiciels de calcul.

Dans notre cas, nous utilisons la formule de Hazen-Williams qui peut aussi être utilisée pour le calcul de la perte de charge unitaire, comme suit :

$$j = 1,218 \cdot 10^{10} \cdot \frac{Q^{1,852}}{C_{hw}^{1,852} \cdot D^{4,871}} \quad (4.17)$$

D : diamètre intérieur de la conduite [mm],

Q : débit de l'eau à véhiculer [l/s].

C_{hw} : coefficient de Hazen-Williams, qui dépend de la nature de la paroi interne de la conduite.

Pour une conduite neuve $C_{hw} = 136$, et pour une conduite vétuste $C_{hw} = 95$.

Dans ce cas, la perte de charge linéaire J [m] est obtenue en fonction de la perte de charge unitaire comme suit :

$$J = j \cdot L \quad (4.18)$$

L étant la longueur du tronçon de la conduite [m].

❖ Pertes de charge singulières

Elles sont dues aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation tels que les coudes, les élargissements et rétrécissements brusques ou progressifs, les branchements et dérivations et enfin les robinets-vannes. Ces pertes de charges, notées J', représente 15 % des pertes de charges linéaires. Soit :

$$J' = 0,15 \cdot J \quad [m] \quad (4.19)$$

❖ Pertes de charges totales

Les pertes de charges totales ΔH représentent la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières.

$$\Delta H = J + J' \quad [m] \quad (4.20)$$

Il s'ensuit que :

$$\Delta H = 1.15jL \quad (4.21)$$

4.5.3.3. Calcul de la hauteur manométrique total Hmt

La hauteur manométrique totale Hmt représente la somme de la hauteur géométrique Hg et la perte de charge totale ΔH

$$H_{mt} = H_g + \Delta H \quad (\text{m}) \quad (4.22)$$

❖ **la hauteur géométrique H_g**

La hauteur géométrique de refoulement H_g est égale à la différence entre la cote du trop plein CTP du réservoir d'arrivée et celle du radié du réservoir de départ C_r ou du terrain naturel :

$$H_g = C_{TP} - C_r \quad (\text{m}) \quad (4.23)$$

C_{tp} : Cote trop-plein du réservoir d'arrivée en (m) ;

C_r : cote radié du réservoir de départ ou la station de reprise de départ en (m).

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

4.5.3.4. Calcul de la puissance absorbée par la pompe P

Elle est définie comme étant le travail effectué pendant une unité de temps pour relever un débit Q à la hauteur manométrique totale. Elle est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho g Q}{\eta} \cdot H_{mt} \quad (4.24)$$

avec :

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

H_{mt} : Hauteur manométrique total (m) ;

g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2) ;

η : Rendement de la pompe 70% ;

Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s).

4.5.3.5. Energie consommé par la pompe

C'est l'énergie électrique consommée par la pompe durant une année pour relever un débit Q à une hauteur H_{mt} . Elle est notée E et se calcul comme suit

$$E = 365 P t \quad [\text{kw /an}] \quad (1.25)$$

t : temps de pompage journalier (18 à 20 heures /24heures).

Dans notre cas, t est pris égal à 20 heures.

On détermine finalement les Frais d'exploitation qui représentent les frais d'énergie. Ils sont déduits par la formule suivante :

$$F_{ex} = E P_{ue} \quad (4.26)$$

Pue : tarif de l'énergie égale à 4.179 DA/ kwh (d'après les services de la SONELGAZ)

4.5.4. Le bilan des frais F_t

Le bilan des frais est calculé pour chaque diamètre les frais d'amortissement et les frais d'exploitation. Le choix du diamètre est alors porté sur le diamètre ayant le bilan des frais est minimale.

$$F_t = F_{am} + F_{ex} \quad (4.27)$$

4.5.5. Choix de la pression nominale

Le choix de la pression nominale se fait sur catalogue après avoir déterminé la pression maximale et minimale.

4.5.5.1. Calcul de la pression maximale et minimale (figure 4.6)

• Cas de surpression

La valeur maximale de la pression dans une conduite est calculée par la relation 4.26 suivante :

$$P_{max} = H_g + B \quad (4.28)$$

B : valeur maximale du coup de bélier

• Cas de dépression

La valeur minimale de la pression est calculée par la relation 4.19 suivante :

$$P_{min} = H_g - B \quad (4.29)$$

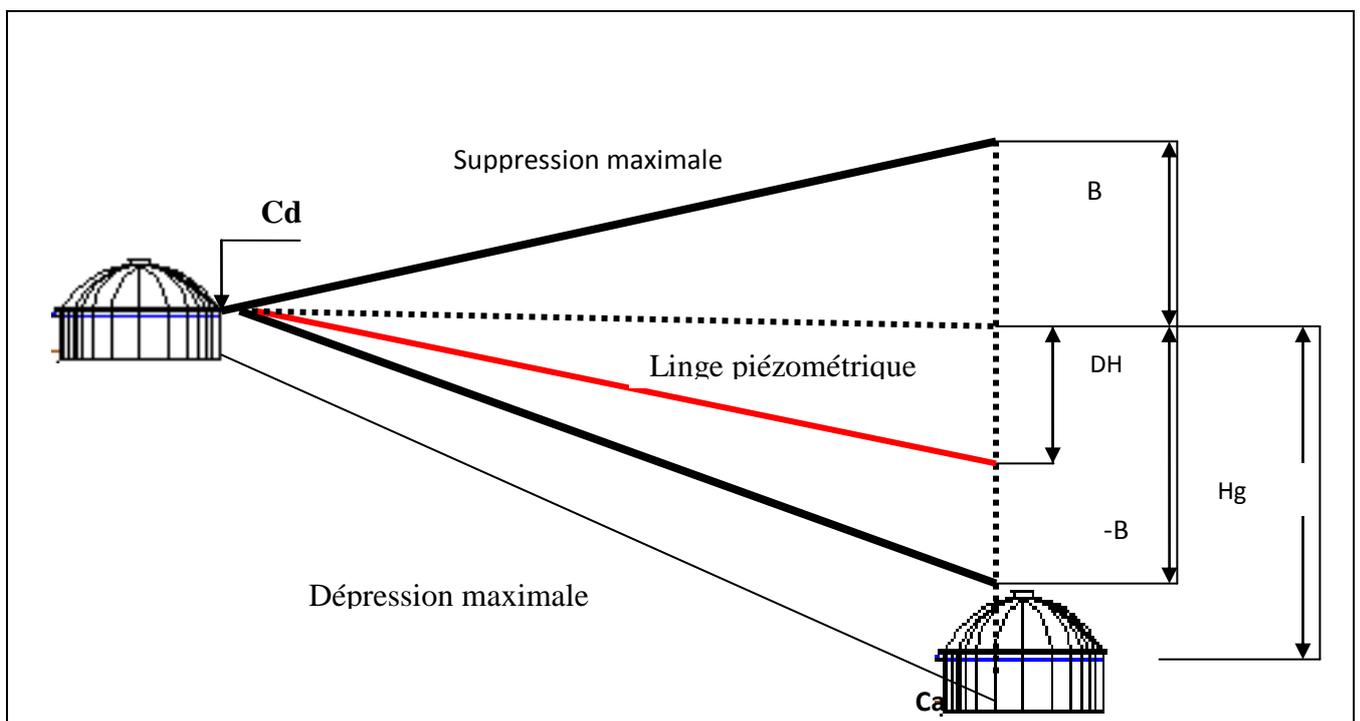


Figure 4.4 : présentation de la surpression maximale et la dépression maximale dans une adduction gravitaire.

4.5.5.2. Calcul de la valeur de coup de bélier

La valeur maximale du coup de bélier est égal à :

$$B = \frac{av}{g} \quad (4.30)$$

a : Célérité des ondes du bélier

4.5.5.3. Calcul de la célérité des ondes du bélier

On définit la célérité des ondes du belier par la relation :

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{k} + \frac{D}{Ee} \right)}} \quad (\text{m.s}^{-1}) \quad (4.31)$$

ρ : Masse volumique de l'eau = 10^3 Kg/m^3

k : compressibilité volumique de l'eau,

D : diamètre de la conduite,

E : module d'Young de la paroi,

e : épaisseur de la conduite [m],

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,90 + K \cdot \frac{D}{e}}} \quad (\text{m/s}) \quad (4.32)$$

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

= 0,50 pour une conduite en acier,

= 1,00 pour une conduite en fonte,

= 4,40 pour une conduite en amiante ciment,

= 33,00 pour une conduite en PVC.

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

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K \frac{D}{e}}} \quad (4.33)$$

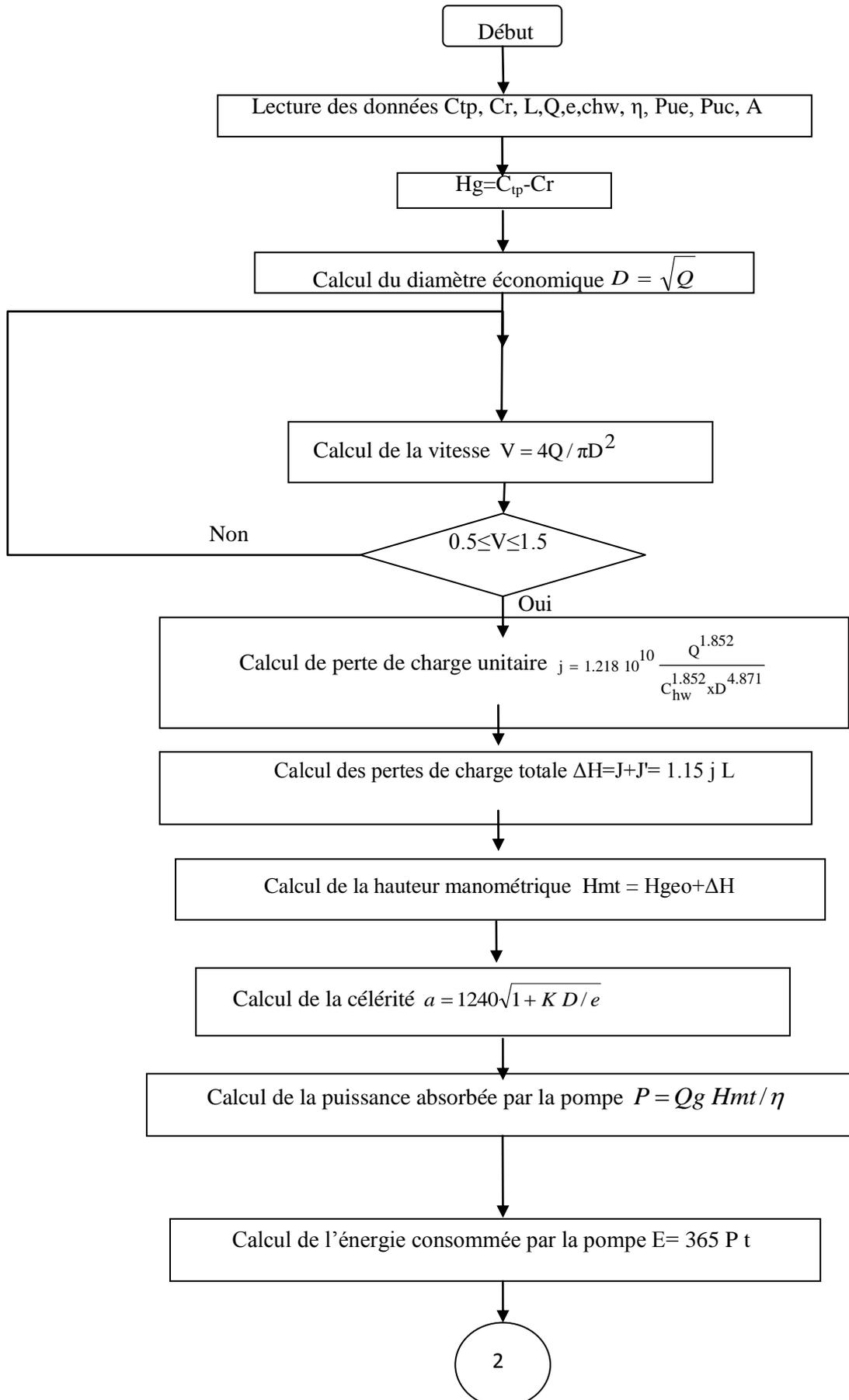
avec :

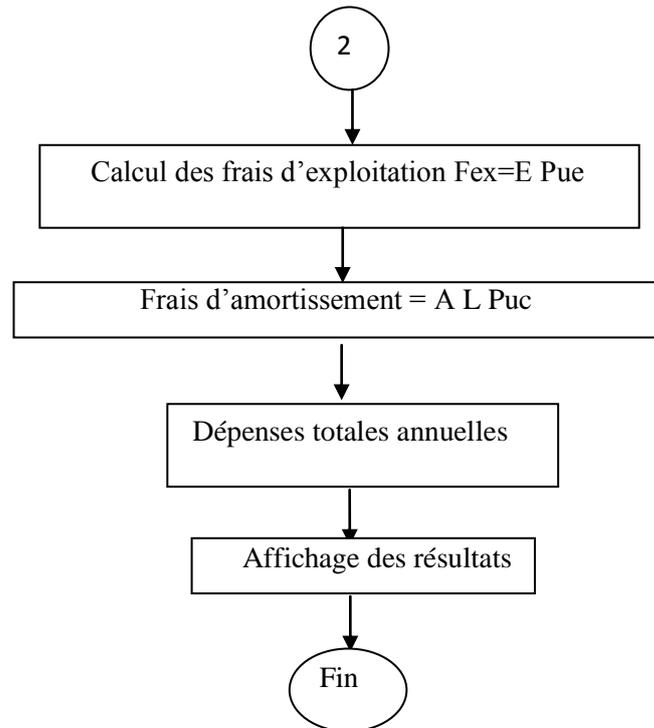
a : Vitesse de propagation de l'onde de choc (m/s) ;

e : Epaisseur de la conduite (m) ;

K : Coefficient de la nature du matériau de la conduite égal 0.66 ;

4.5.6 Organigramme de calcul des conduites d'adduction par refoulement





4.6. Etude technico-économique de l'adduction gravitaire

Le calcul du diamètre de la conduite fait intervenir les paramètres qui suivent :

4.6.1. Hauteur géométrique

La hauteur géométrique est définie par la relation suivante :

$$H_{\text{geo}} = C_r - C_{tp} \quad (4.34)$$

avec :

C_d : cote du trop plein du réservoir source [m],

C_a : cote du trop plein du réservoir d'arrivée [m].

4.6.2. Diamètre économique

Celui-ci est obtenu à partir de la formule de Bonnin (4.1)

4.6.3. Vitesse d'écoulement

Elle est déterminée à partir de la relation (4.7)

4.6.4. Pertes de charges

Elles sont déterminées à partir des relations (4.15) et (4.16) et (4.17)

4.6.5. Pression au sol

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

$$P_{\text{sol}} = H_{\text{go}} - \Delta H = \text{cote piézométrique} - \text{Cote du terrain naturel} \quad (4.35)$$

ΔH étant la perte de charge totale.

4.6.6. Calcul de la pression statique du flotteur

La pression statique du flotteur permet d'arrêter l'écoulement de la conduite quand l'eau atteint le niveau trop-plein dans le réservoir d'arrivée.

$$P_f = (C_r + H) - C_{tp} \quad (4.36)$$

avec :

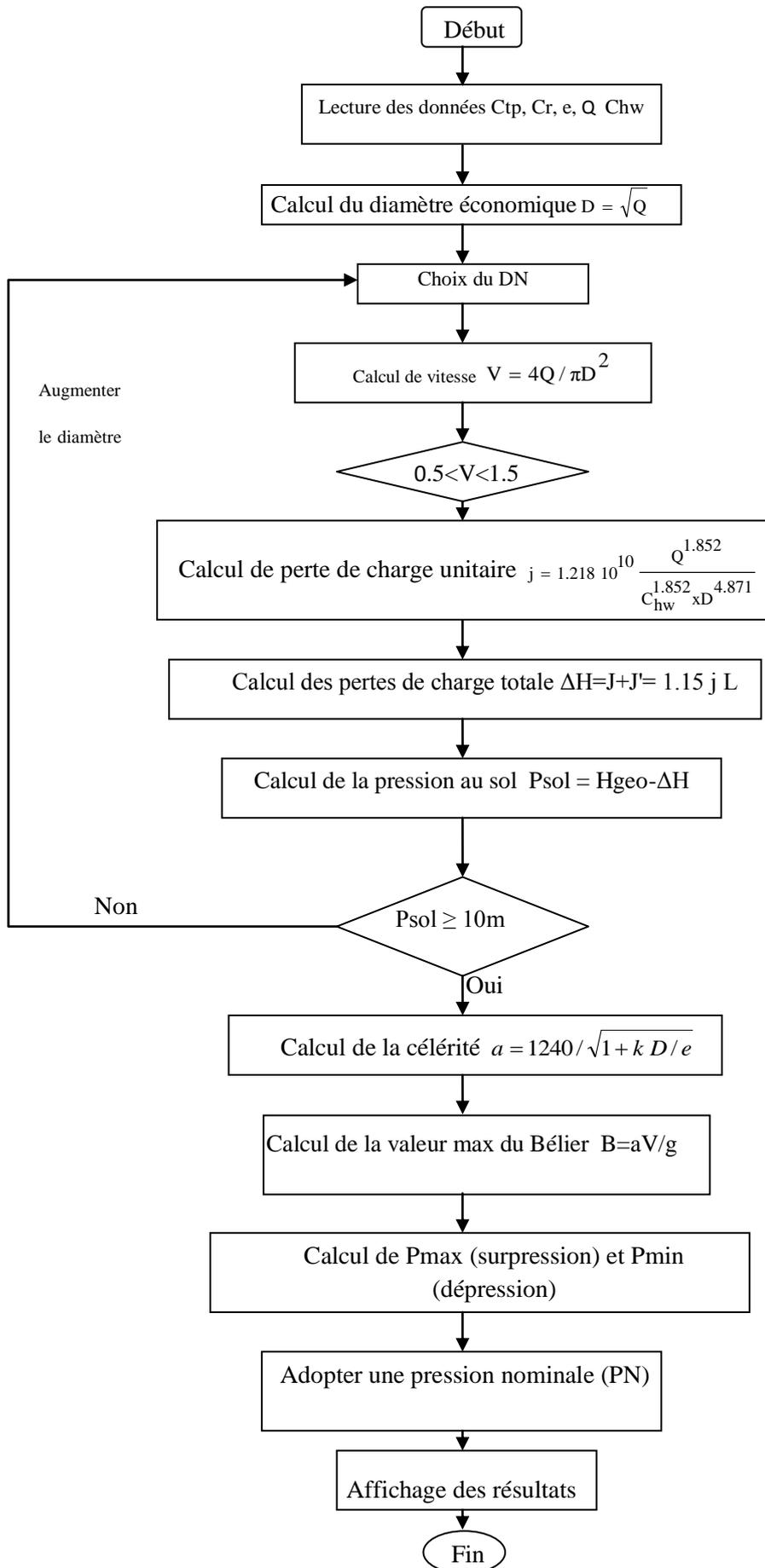
H : hauteur du réservoir de départ (m) ;

C_{tp} : Côte de trop-plein (m) ;

C_r : Côte de radier (m) ;

P_f : pression statique du flotteur (m).

4. 6.7. Organigramme de calcul des conduites d'adduction gravitaires



4.7. Etude du projet

La chaîne de notre projet sera alimentée à partir des trois forages nommés F1, F2, F3 situés à des cotes du terrain naturel successives suivantes 297.41m ; 291.41m ; 298.41m (figure4.9). L'eau sera refoulé du point de jonction des trois forages vers la bêche à eau BR1 (Cr=364.57m NGA) reliant la station de reprise sur la cote (CTN=370.5m). Cette dernière sert à refouler l'eau vers le réservoir de tête de Tourirt jumelé avec le réservoir R1 projeté (Cr=528m). Ce dernier sert à transiter gravitairement l'eau au le réservoir existant de Tahachat (Cr=410 m) (Figure 4.8).

4.7.1. Calcul technique du projet

Puisque notre projet est composé de trois forages relié par des conduites, pour cela il faudra calculer les hauteurs piézométriques pour chaque tronçon (figure4.8) ; ce calcul est dans le bute d'une part de ramené les conduite de refoulement sur le même les pressions aval (pas de chevauchement des hauteurs piézométrique sur les deux point de jonction **1** et **2**) (tableau4.2) et d'autre part de vérifier la pression aval du réservoir (du Pj2vers le réservoir) atteindre au minimum 10m d'eau pour qu'il puisse facilement l'entré d'eau dans le réservoir.

avec :

$$C_{p_{\text{amont}}} = P_{\text{Amont}} + CTN_{\text{Amont}}$$

$$C_{p_{\text{aval}}} = H_{\text{Amont}} - \Delta H$$

$$P_{\text{amont}} = C_{p_{\text{Amont}}} - CTN_{\text{Amont}}$$

$$C_{p_{\text{aval}}} = H_{\text{Aval}} - CTN_{\text{Aval}}$$

4.7.2. Etude de la chaîne d'adduction de refoulement

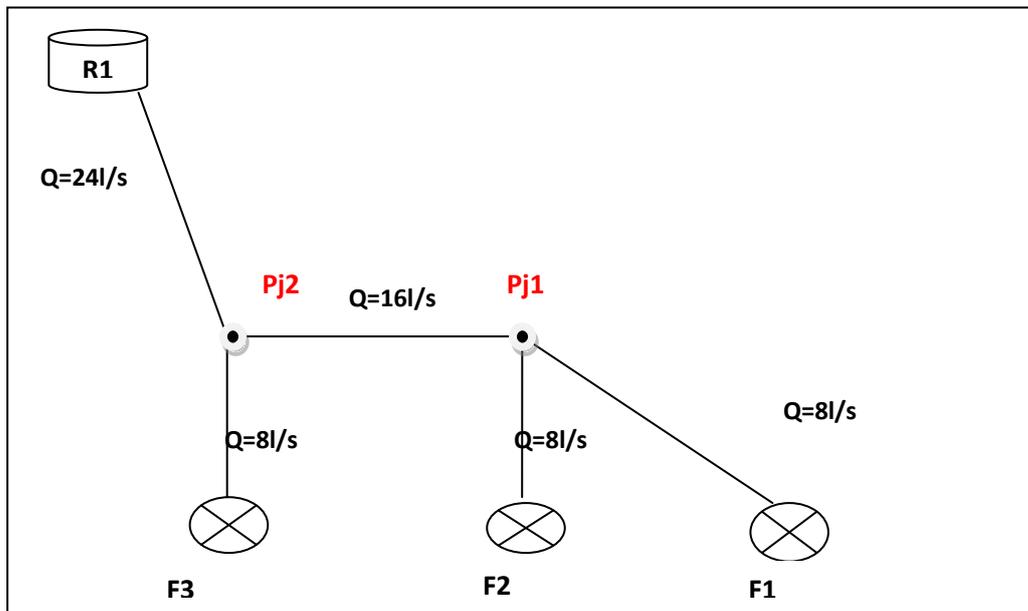


Figure 4.5 : Schéma asymptote pour l'étude des variantes

a- Variante 1

Tableau 4.1 : Calculs des pressions au sol pour la première variante

<i>Tronçon</i>	Q (m ³ /s)	D=√Q (m)	DN1 (mm)	e (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)
F1-Pj1	0,008	0,089	90	8.2	73.6	1.880
F2-Pj1	0,008	0,089	90	8.2	73.6	1.880
Pj1-Pj2	0,016	0,126	125	11.4	102.2	1.950
F3-Pj2	0,008	0,089	90	8.2	73.6	1.880
Pj2-Réservoir	0,024	0,155	160	14.6	130.8	1.786

- Pour la première variante des diamètres, à partir du tableau4.1 on remarque que la vitesse n'est pas correcte, ne vérifie pas la condition $0.5 \leq V \leq 1.5$ m/s.

b- Variante 2

Tableau 4.2 : Calculs des pressions au sol pour la deuxième variante

Tronçon	Q (m ³ /s)	D=√Q (m)	DN2 (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	Ju (m/m)	JL (m)	jS (m/m)	DH (m)	CTN Amont	CTN Aval	Hg (m)	Hamont	Haval	Pamont	Paval
F1-Pj1	0,008	0,089	110	10	90	1,258	0,019	2,592	0,389	2,981	297,41	304,75	7,340	382,829	379.849	85,419	75,099
F2-Pj1	0,008	0,089	110	10	90	1,258	0,019	1,358	0,204	1,561	291,41	304,75	13,340	381,410	379.849	90,000	75,099
Pj1-Pj2	0,016	0,126	160	14,6	130,8	1,191	0,011	1,179	0,177	1,355	304,75	308,2	3,450	379,849	378.493	75,099	70,293
F3-Pj2	0,008	0,089	110	10	90	1,258	0,019	1,358	0,204	1,561	298,41	308,2	9,790	380,055	378.493	81,645	70,293
Pj2- Réservoir	0,024	0,155	200	18,2	163,6	1,142	0,008	2,826	0,424	3,250	308,2	364,57	56,373	378,493	375.243	70,293	10,670

Tableau4.3: Calculs des dépenses totales pour la deuxième variante

Tronçon	Anuité	ρ (kg/m ³)	Prix du kilo- watt- heure(DA)	prix TTC M/L	η%	Longueur (m)	Puissance P(Kw)	Energie (kwh/an)	Fex (DA)	Fa (DA)	Dépence total (DA)
F1-Pj1	0,09	1000	4,18	844,3	70	133.62	9,577	69 909,971	292 223,680	10 153,383	302 377,063
F2-Pj1	0,09	1000	4,18	844,3	70	70	10,090	73 659,086	307 894,978	5 319,090	313 214,068
Pj1-Pj2	0,09	1000	0	1786,51	0	104	-	-	-	16 721,734	16 721,734
F3-Pj2	0,09	1000	4,18	844,3	70	70	9,154	66 820,661	279 310,364	5 319,090	284 629,454
Pj2-Réservoir	0,09	1000	0	2805,48	0	350	-	-	-	88 372,620	88 372,620
Total											1 005 314,938

c- Variante 3

d- Tableau 4.4 : Calculs des pressions au sol pour la troisième variante

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D=√Q	DN3 (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	L (m)	JU(m/m)	JL(m)	js(m)	DH(m)	CTN Amont	CTN Aval	Hg(m)	Hamont	Haval	Pamont	Paval
F1-Pj1	0,008	0,089	125	11,4	102,2	0,975	133,62	0,0104	1,3954	0,2093	1,605	297,41	304,75	7,34	382,174	380,569	84,764	75,819
F2-Pj1	0,008	0,089	125	11,4	102,2	0,975	70	0,0104	0,7310	0,1097	0,841	291,41	304,75	13,34	381,410	380,569	90,000	75,819
Pj1-Pj2	0,016	0,126	200	18,2	163,6	0,761	104	0,0038	0,3963	0,0594	0,456	304,75	308,2	3,45	380,569	380,114	75,819	71,914
F3-Pj2	0,008	0,089	125	11,4	102,2	0,975	70	0,0104	0,7310	0,1097	0,841	298,41	308,2	9,79	380,954	380,114	82,544	71,914
Pj2-Réservoir	0,024	0,155	250	22,7	204,6	0,730	350	0,0027	0,9509	0,1426	1,094	308,2	364,57	56,37	380,114	379,020	71,914	14,447

Tableau 4.5 : Calculs des pressions au sol pour la troisième variante

Tronçon	Annuité	ρ (kg/m ³)	Prix du kilo-watt-heure(DA)	prix TTC M/L	η%	P(Kw)	E (kwh/an)	Fex(DA)	Fa(DA)	Dépense total (DA)
F1-Pj1	0,09	1000	4,18	1093,08	70	9,503	69 373,791	289 982,445	13 145,161	303 127,607
F2-Pj1	0,09	1000	4,18	1093,08	70	10,090	73 659,086	307 894,978	6 886,404	314 781,382
Pj1-Pj2	0,09	1000	0	2805,48	0	-	-	-	26 259,293	26 259,293
F3-Pj2	0,09	1000	4,18	1093,08	70	9,254	67 557,019	282 388,339	6 886,404	289 274,743
Pj2-Réservoir	0,09	1000	0	4340,56	0	-	-	-	136 727,640	136 727,640
Total										1 070 170,665

Après l'étude des trois variantes on remarque que la deuxième variante est la plus économique par rapport à la troisième variante, car le prix total des dépenses annuelles de la deuxième variante vaut **1 005 314,938 DA** par contre le prix total des dépenses annuelles de la troisième variante vaut **1 070 170,665 DA**. Donc on choisit la gamme du diamètre de la deuxième variante.

4.7.2.1. Détermination de diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la station de pompage située sur la cote 370.5m vers et le réservoir de Tourirt situé sur la cote 528m.

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
1	Cote de niveau de terrain de la SR	370,5			m
2	Cote de niveau de terrain du radier	528			m
3	Débit à véhiculer	24.7			l/s
4	Longueur du tronçon de refoulement	1511			m
6	Hauteur géométrique	157,5			m
7	Calcul du diamètre économique	154,9			mm
8	Choix des diamètres normalisés	160	200	250	mm
9	Epaisseur de la conduite	17.9	22.4	27.9	mm
10	Diamètre intérieur	130,8	163,6	204,6	mm
11	Vitesse d'écoulement de l'eau	1.786	1.141	0.729	m/sec
12	Test de la vitesse (0,5<V<1,5)	Augmenté le diamètre	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	
13	Coefficient de rugosité équivalente Chw		136	136	
14	Perte de charge unitaire j		0,0085	0,0028	m/ml
15	Perte de charge linéaire J		12.868	4.329	m
16	perte de charge singulières J'		1.930	0.649	m
17	Perte de charge totales ΔH		14.798	4.979	m
18	hauteur manométrique Total Hmt		172.29	162.47	m
19	Calcul le bilan des frais				
20	Prix du mètre linéaire de conduite		2805.48	4340.56	DA/ml
21	Annuité		0,09	0,09	
22	poids volumique de l'eau		1000	1000	kg/m ³
23	Temps de pompage quotidien de la pompe		20	20	Heures
24	Prix du kilo-watt-heure		4,179	4,179	DA
25	rendement de la pompe η		70	70	%
26	Puissance absorbée par la pompe P		59.641	56.242	Kw
27	Energie consommée par la pompe E		435385.029	410570.95	Kwh/an
28	Frais d'exploitation annuels Fex		435385.029	410570.95	DA
29	Frais d'amortissement annuels Fa		1819474.039	1715776.04	DA
30	Dépense total annuelles		2200991.26	2306048.796	DA
31	Coefficient matériau(PEHD)		0,66	0,66	
32	célérité de l'onde de choc a		470,944	470,402	m/sec
33	Valeur de la suppression B		54.809	35.003	m
34	surpression maximale		190.03	182.503	m
35	Dépression maximale		102,690	122,496	m
36	Chois de la pression nominale PN		20	20	Bar

- ✚ Le diamètre économique de la conduite refoulement reliant la station de pompage située sur la cote 370.5m et le réservoir existant de Tahachat située sur la cote 528m est le DN 200 mm dont le matériau utilisé est le PEHD, avec une pression minimale de PN20.

4.7.3. Calcul de l'adduction gravitaire de la chaîne

4.7.3.1. Détermination de diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le réservoir de Tourirt située sur la cote 528m NGA et le réservoir de Tahachat située sur la cote 414m NGA.

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
1	Cote du radier de réservoir de Tourirt Cd	528			m
2	Cote du trop plein de réservoir de Tahachat Ca	414			m
3	Débit à véhiculer	2			l/s
4	Longueur du tronçon	350			m
6	Hauteur géométrique (charge disponible)	114			m
7	Hauteur d'eau	3			m
8	Calcul du diamètre économique	44.72			mm
9	Choix des diamètres normalisés	50	63	75	mm
10	Epaisseur de la conduite	5.6	7.1	8.4	mm
11	Diamètres intérieur	38.8	48.8	58.2	mm
12	Vitesse d'écoulement de l'eau	1,763	1,105	0,751	m/sec
13	Test de la vitesse (0,5<V<1,5)	Augmenté le diamètre	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	
14	Coefficient de rugosité équivalente Chw		136	136	
15	Perte de charge unitaire j		0,0293	0,0124	m/ml
16	Perte de charge linéaire J		2.126	4.354	m
17	perte de charge singulières J'		0.318	0.653	m
18	Perte de charge totales ΔH		11.812	5.008	m
19	calcul de la pression au sol		102.812	108.99	m
20	calcul de la pression statique du flotteur		117	117	m
21	Calcul le bilan des frais				
22	Prix du mètre linéaire de conduite		337.16	473.63	DA/ml
23	Anuité		0.09	0.09	
24	Calcul les frais d'amortissement		10620.54	14919.34	DA
25	Test de la pression		La pression est correcte	La pression est correcte	
26	Coefficient matériau(PEHD)		0,66	0,66	
27	célérité de l'onde de choc a		527.00	525.27	m/sec
28	Valeur de la suppression B		59.37	40.254	m
29	surpression maximale		153.37	144.25	m
30	Dépression maximale		54.62	73.74	m
31	Choix de la pression nominale PN		16	16	Bars

- ✚ Le diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le réservoir de Tourirt située sur la cote 528m et le réservoir existant de Tahachat située sur la cote 414m est le DN 200 mm dont le matériau utilisé est le PEHD, avec une pression minimale de PN16.

Tableau4.6 : Récapitulatif du tronçon

Tronçon	Type d'adduction	Type de conduite	D (mm)	V (m/s)	Hmt (m)	Frais (DA)
F1-Pj1	Refoulement	PEHD	110	1.258	75.09	302 377,063
F2-Pj1	Refoulement	PEHD	110	1.258	75.09	313 214,068
Pj1-Pj2	Refoulement	PEHD	160	1.191	70.29	16 721,734
F3-Pj2	Refoulement	PEHD	110	1.258	70.29	284 629,454
Pj2-R1	Refoulement	PEHD	200	1.142	10.67	88 372,620
R1-R2	Refoulement	PEHD	200	1.142	260.75	2200991.26
Total						3 216 926,74

Conclusion

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement, gravitaire), a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population ; celle-ci nous permet de calculer les diamètres économiques nécessaires avec des frais minimaux pour les conduites de refoulement,

Les frais de réalisation de notre réseau s'élèvent à **3 216 926.74DA** ; dont le matériau utilisé est le PEHD vu aux avantages qu'ils présentent : la résistance à la corrosion, élasticité, durée de vie assez longue... etc.

Introduction

La pose et la protection des conduites restent des facteurs très importants pour une distribution d'eau adéquate. Elles permettent de réduire les fuites et avoir un débit constant. Pour une longue durée de vie d'un réseau et son bon fonctionnement, il est nécessaire de faire une bonne mise en place des conduites et des différents équipements accessoires, ainsi qu'une meilleure protection contre d'éventuelles causes de destruction.

Afin de répondre aux critères de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites, en fonction du tracé, de l'importance du réseau et de la nature du sol. Dans le cadre de ce chapitre, nous présenterons les variantes utilisés dans notre projet ainsi que la mise en place des conduite adoptées et enfin les modes de protection.

5.1. Différents types de pose de conduites

Le choix de type de pose dépend essentiellement de la topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés (Dupond ; 1979).

Dans le cadre de notre projet les poses de conduite optée sont comme suit :

5.1.1. Pose en terre

Les conduites sont posées en tranchée ouverte sur un lit de pose en sable de 10cm et remblayée. Pour permettre aux bulles d'air provenant de dégazage de l'eau de se rassembler aux points hauts, où elles seront évacuées par les ouvrages qui y sont prévus, les pentes minimales suivantes devront être respectées lors de la pose de la conduite :

- 2‰ pour les tronçons ascendants ;
- 4‰ pour les tronçons descendant.

Dans le cas de pose sous chaussée, la conduite doit être couverte de 20cm de sable au dessus de sa génératrice supérieure et de tout venant concassé 0/20 bien compactée par couche de 20 cm avec une damne sauteuse, puis un revêtement en bicouche.



Figure 5.1 : Pose des conduites en terre.

5.1.2. Traversée des routes

Pour protéger les tuyaux des charges importantes qui peuvent causé des ruptures et par suite des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit les solutions suivantes :

- **Des gaines** : Ce sont des buses de diamètre supérieur dans les quelles les conduites sont introduites (figure5.2)

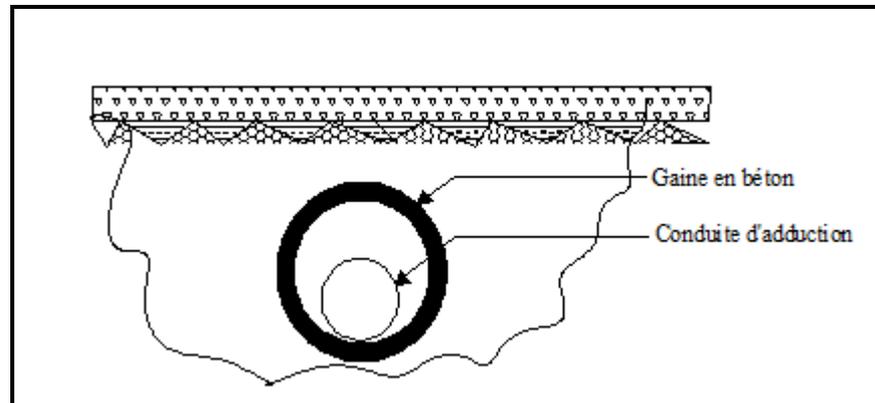


Figure 5.2 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine

- **Par enrobage dans le béton** : Dans ce cas les tuyaux sont couverts de béton (Figure 5.3)

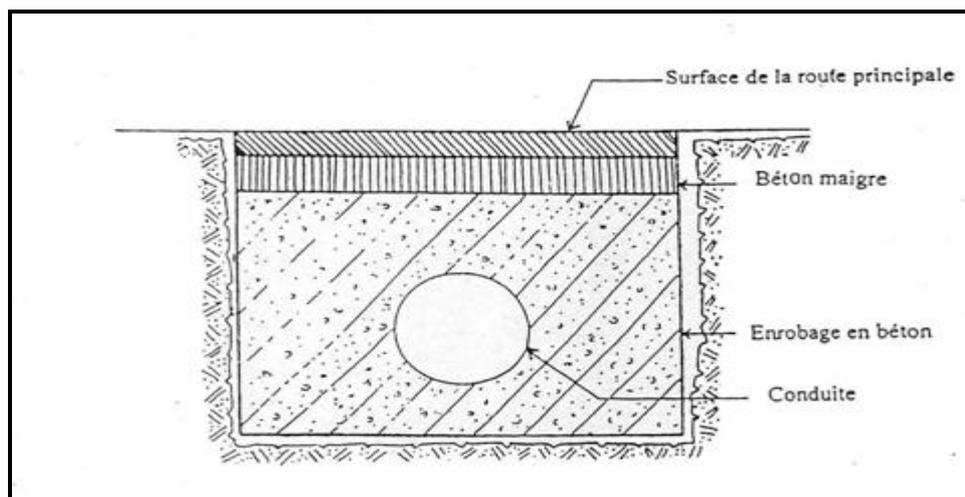


figure 5.3 : Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.

5.1.3. Traversée d'oued

La pose en immersion nécessite l'emploi techniques éprouvées et exige les plus grands soins ; car la difficulté de maintenance des canalisations immergées rend toute intervention longue, difficile et coûteuse, la question délicate est celle des joints avec des petits diamètres.

Dans le cas de gros diamètres, les tuyaux sont installés dans une tranchée, pratiquée dans le lit de la rivière, appelée souillé, puis recouverts de béton.

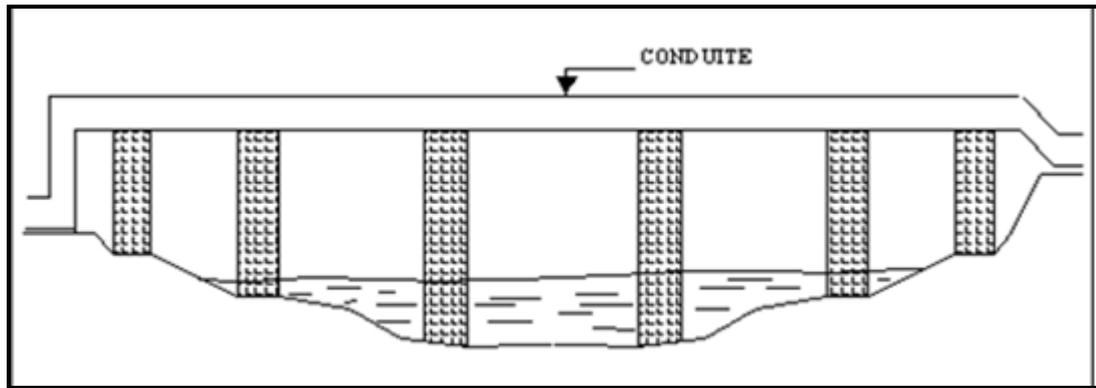
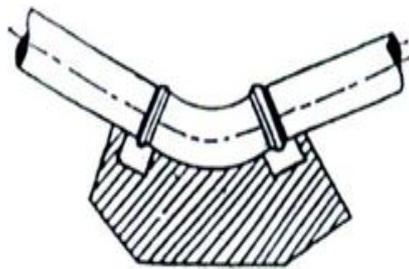


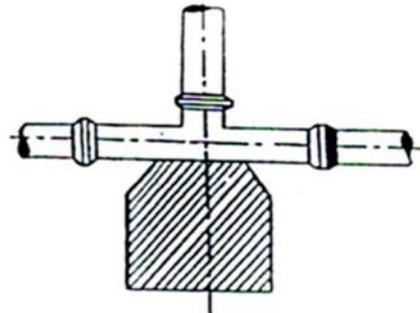
Figure 5.4 : Traversée d'oueds.

5.1.7. Butée et amarrage

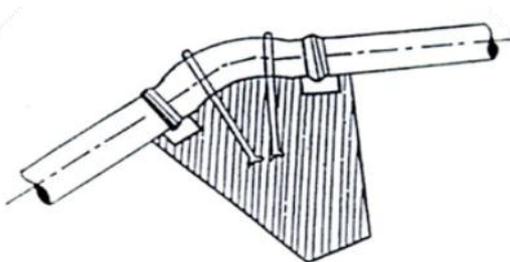
C'est une disposition spéciale distinguée dans la pose des conduites utilisées dans des changements de direction ou dans l'assemblage, afin d'assurer la stabilité et la résistance des canalisations à la poussée exercée par l'eau au niveau des canaux, des coudes et extrémités (réseau de distribution),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



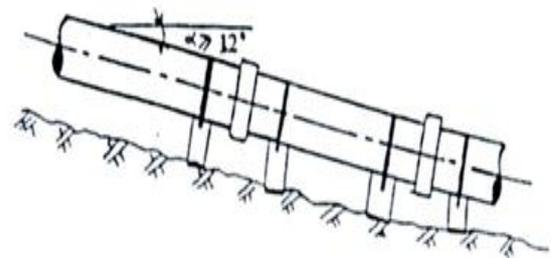
A / Butée sur un branchement



B / Butée sur coude horizontal



C / Butée sur un coude vertical



D / Butée pour canalisation inclinée

Figure 5.5 : Butée et Amarrage

Les volumes des butées sont calculés selon la formule suivante :

$$F = K + P + S \quad (5.1)$$

Dans laquelle :

- F est la poussée exprimée en daN ;
- P est la pression hydraulique d'essai exprimé en bar ;
- S est la surface externe du tuyau exprimé en cm² ;
- K est le coefficient dont la valeur est fonction du sinus du demi-angle x entre les deux conduites.

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

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

5.2. Différentes mises en place des canalisations

5.2.1. Réalisation des fouilles

a- Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60 m et cela pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté (figure5.3). Elle est donnée par la formule 5.1 suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30) \quad (5.2)$$

avec :

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

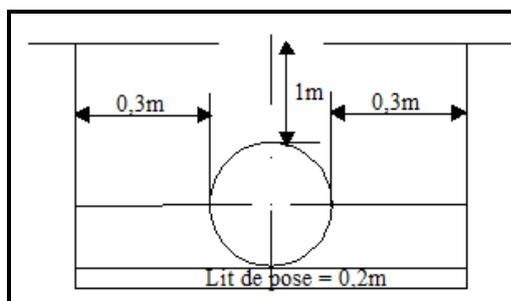


Figure 5.5: Pose en tranchée.

b-Profondeur de la tranchée

La profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0.60 m à 1.20 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous

l'effet des charges et des surcharges. On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule 5.2 suivante :

$$H = H_1 + H_2 + D \quad (5.3)$$

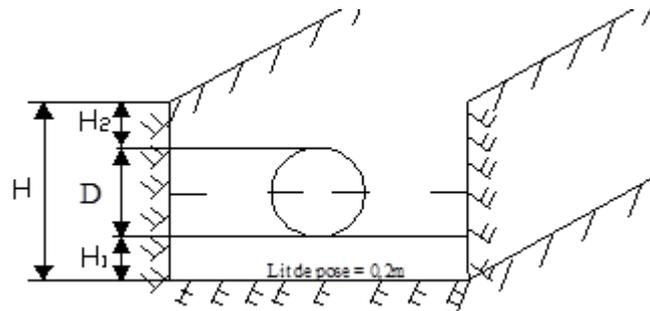


Figure V.8.a : Réalisation de la fouille

avec :

H : profondeur de la tranchée (m).

H₁ : profondeur du lit de pose prise égale à 0,2 m.

H₂ : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m).

D : diamètre de la conduite (m).

c- Lit de pose

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

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

5.2.2. Préparation de la canalisation

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

5.2.3. Épreuve des joints et canalisation principale

Ce sont des essais à la pression hydraulique qui ont pour objectif de vérifier l'étanchéité des conduites dont la longueur est de 300 m à 400 m.

La pression à exercer est en général égale à la pression sur laquelle sera soumise réellement la canalisation. Cette pression est appliquée durant tout le temps nécessaire à la

vérification, sans que la durée de l'épreuve puisse être inférieure à 30 mn. La diminution de la pression ne doit pas être supérieure à 0.2 bars, cette tolérance étant portée à 0.3 bars pour les conduites de faible pression nominale.

5.2.4. Essai général du réseau

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

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

5.2.5. Remblaiement de la tranchée

La mise en place du remblai depuis le fond de la fouille jusqu'à une hauteur de 0.3 m au dessus de la génératrice supérieure (figure 5.6), est effectuée manuellement avec la terre des déblais expurgée de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations. Le remblaiement est achevé avec du tout venant à l'aide d'engins mécaniques.

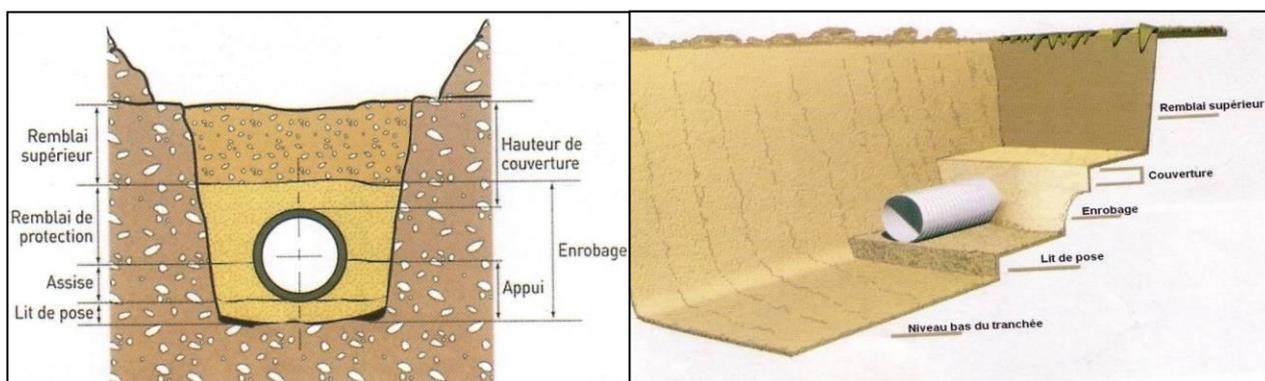


Figure 5.6 : Remblaiement des tranchées.

5.2.6. Désinfection du réseau

Avant la mise en service des conduites neuves, il faut procéder à un nettoyage et un rinçage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose. Les principaux produits susceptibles d'être utilisés comme désinfectants sont le permanganate de potassium (KMnO_4), l'hypochlorite de calcium (ClOCa) et l'hypochlorite de sodium (ClONa ou eau de javel).

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

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

CONCLUSION

Pour la réussite totale du projet, la pose des conduites ne doit subir aucune défaillance. La bonne mise en œuvre du réseau diffère selon le tracé, l'importance du réseau et la nature du sol. Cet ensemble de critères du site doit être respecté.

En vue d'assurer une longue vie et un bon fonctionnement du réseau, il est indispensable de prendre en considération tous les moyens de protection contre la corrosion. Le problème de corrosion éliminé d'une manière significative, par le choix d'un nouveau matériau qui est le tube polyéthylène (PE) qui représente le meilleur matériau pouvant être préconisé pour les conduites d'adduction car il présente une meilleure résistance à la corrosion.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau. Elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

Introduction

Après avoir étudié les besoins et le mode d'adduction des eaux de consommation dans les chapitres précédents, nous invoqueront le rôle que sont susceptible de jouer les réservoirs qui sont des ouvrages régulateurs. Aussi, nous nous intéressons à la détermination de la capacité des réservoirs projetés dans cas de notre projet.

6.1. Définition et rôle

Un réservoir ou un château d'eau est un ouvrage hydraulique de stockage de l'eau et de régularisation des débits et des pressions. Ces ouvrages jouent un rôle primordial dans l'adduction et la distribution de l'eau.

Leurs nombreux rôles peuvent se résumer comme suit :

- régularisation des débits et des pressions ;
- compensation de l'écart entre les apports d'eau et la consommation (débit de point) ;
- maintient de l'eau à l'abri des risques de contamination et sa préservation contre les fortes variations de température ;
- lutte contre d'éventuels incendies par la partie du volume y est réservé ;
- offrent la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- constituent une réserve pour les imprévus (ruptures, panne des pompes, réparation et extension du réseau,...).

6.2. Implantation des réservoirs

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

- en plaine, leurs emplacements doit se faire à l'extrémité des centres urbains (qui enregistrent des grandes consommations et doivent généralement être surélevés (Figure6.1) ;

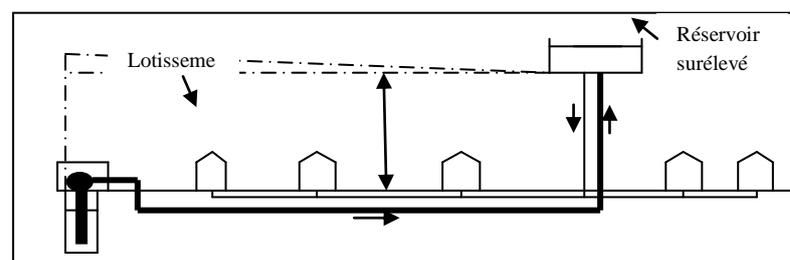


Figure 6.1.
réservoir au

Emplacement du
milieu d'une

agglomération.

- En terrains accidentés, leur emplacement doit être à la plus haute côte piézométrique exigée sur le réseau pour assurer une alimentation de réseau par simple gravité (**Figure6.2**) ;

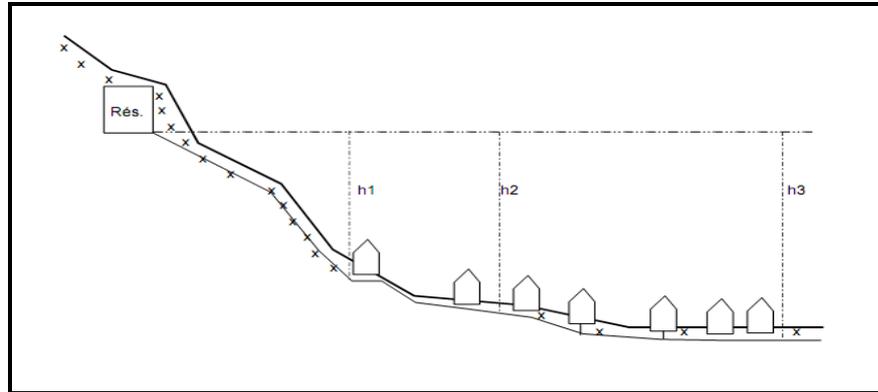


Figure 6.2.Emplacement du réservoir en altitude.

6.3. Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon plusieurs critères :

6.3.1. Classification selon les matériaux de construction

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

- réservoirs métalliques ;
- réservoirs en maçonnerie ;
- réservoirs en béton armé ou autre forme solide.

6.3.2. Classification selon la situation des lieux

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

- réservoirs enterrés,
- réservoirs semi enterrés ;
- réservoirs surélevés.

6.3.3. Classification selon l'usage

Selon leurs utilisations, les réservoirs sont classés en :

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

6.3.4. Classification selon la forme géométrique

Dans la pratique, on retrouve deux formes usuelles des réservoirs :

- réservoir cylindrique : lorsque la capacité est inférieure à 10 000 m³ ;
- réservoir rectangulaire : lorsque la capacité dépasse les 10 000 m³.

Il existe aussi des réservoirs de forme sphérique ou conique.

6.4. Construction des réservoirs

6.4.1. Généralités

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

6.4.2. Détermination de la forme et proportion des réservoirs

6.4.2.1. 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 (Dupont 1979).

6.4.2.2. Hauteur d'eau

La hauteur d'eau est limitée le plus souvent entre 3 et 6 m 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 :

Tableau 6.1 : Valeurs indicatives 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.

6.5. Equipements hydrauliques du réservoir

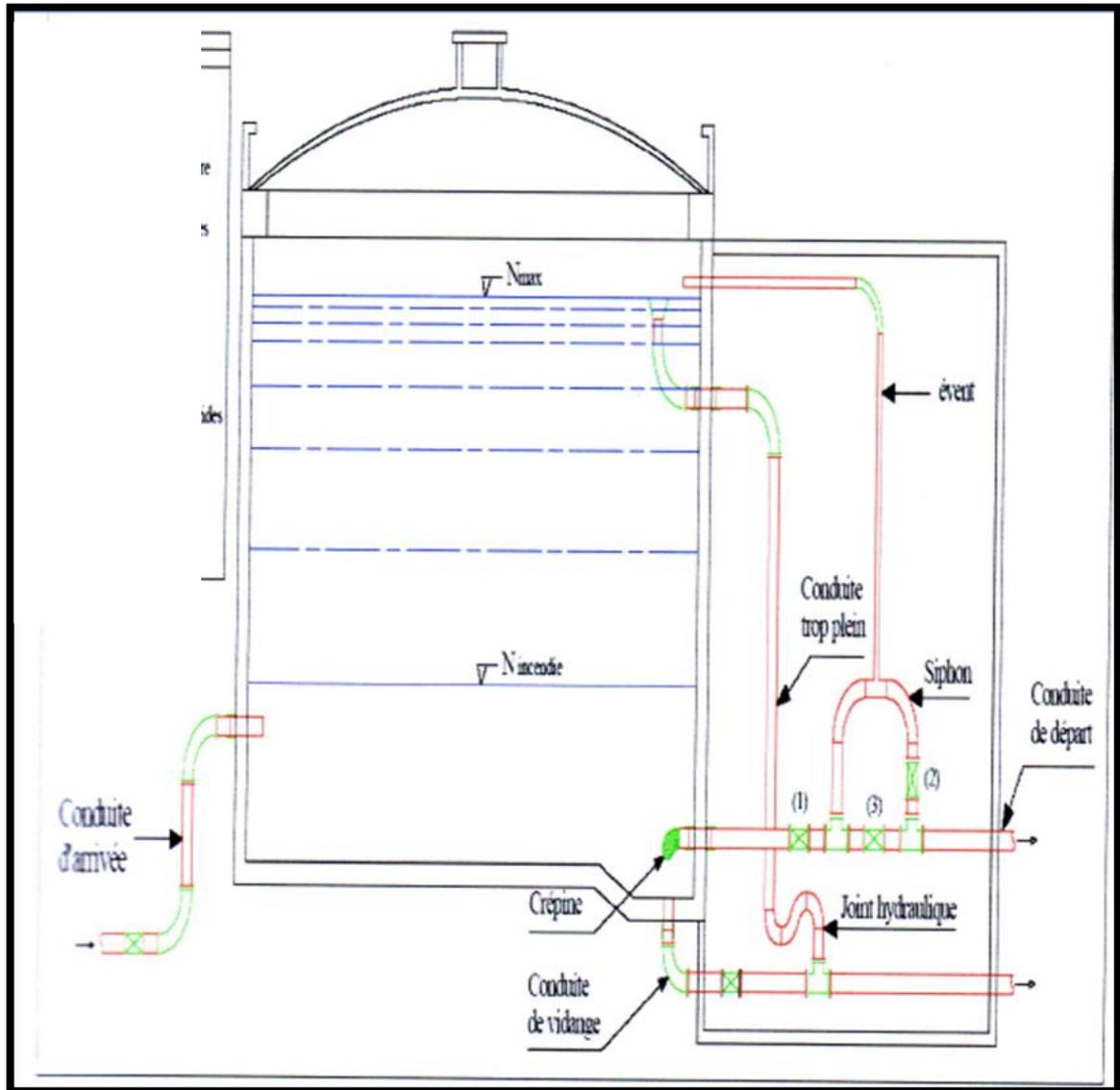


Figure 6.3. Emplacement des équipements hydrauliques dans un réservoir

6.5.1. Conduite d'adduction ou d'arrivée

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

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

6.5.2. Conduite de distribution ou de départ

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier et cela pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables décantés. La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine afin d'éviter la pénétration des dépôts dans la conduite. Pour éviter la pénétration d'air en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, nous réserverons un minimum de 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident, un robinet vanne est installé sur le départ de la conduite. Aussi, il y'a lieu de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne papillon à commande hydraulique qui se mettra en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite (Bonvin ; 2005).

6.5.3. Conduite de trop-plein

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

6.5.4. Conduite de vidange

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa réparation. A cet effet, la radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite du trop-plein, et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière (Bonvin ; 2005).

6.5.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas des travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction celle de distribution (figure 7.2).

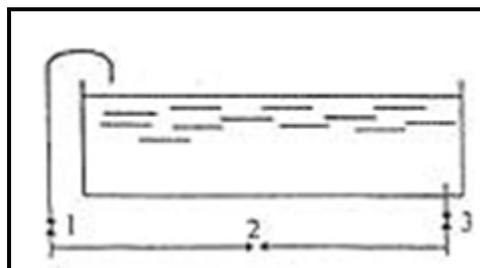


Figure 6.4 : By-pass

La communication entre ces deux conduites s'effectue selon le schéma de la figure (7.2) ; en marche normale les vannes (1) et (3) sont ouvertes, la vanne (2) est fermée, en by-pass, on ferme (1) et (3) et on ouvre (2).

6.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

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

Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution nous adopterons un dispositif qui est schématisé dans la figure (6.3) et qui fonctionne de la manière suivante :

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

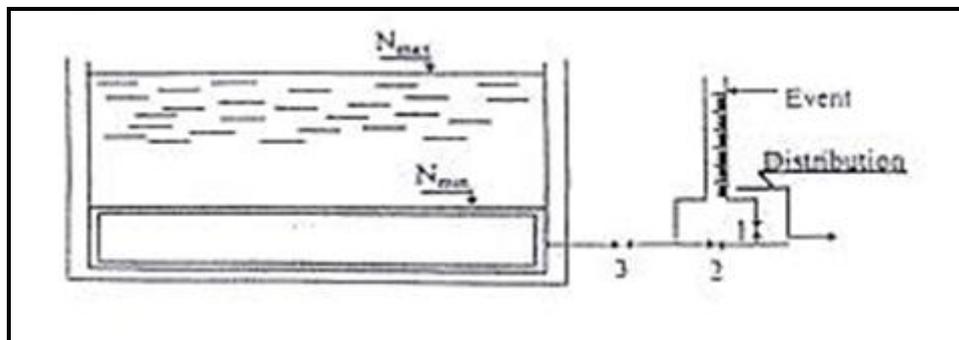


Figure 6.5 : Matérialisation de la réserve d'incendie

6.6. Exigences techniques à satisfaire

6.6.1. Résistance

Le réservoir doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis dans toutes ses parties (poids, effet climatique, effet dynamique,...etc.)

6.6.2. Etanchéité

Le réservoir doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos et sans fuites.

6.6.3. Durabilité

Les matériaux constituant, tous les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés après un long contact avec l'eau.

6.7. Entretien du réservoir

Le réservoir doit se faire l'objet d'une surveillance régulière concernant : la corrosion, les fissures éventuelles et la dégradation.

Le nettoyage périodique de la cuve comporte les phases suivantes :

- isolement et vidange de la cuve ;
- élimination des dépôts sur les parois ;
- examen de la paroi et réparations éventuelles ;
- désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- remise en service.

6.8. Hygiène et sécurité

Les réservoirs d'eau potable doivent suivre certaines normes d'hygiène et de sécurité afin de protéger l'eau de toute pollution en provenance de l'extérieur. Par conséquent, les réservoirs doivent :

- comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de la température et l'introduction des corps étrangers ;
- être à l'abri des contaminations ;
- être aéré : il y'a lieu de percer quelques orifices munis d'épais plaques de verre afin de laisser passer la lumière ;
- être parfaitement étanche et ne doit recevoir aucun enduit susceptible d'altérer la qualité de l'eau ;
- être muni d'un robinet de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.
- Aussi, la circulation de l'eau doit être régulière à l'intérieur du réservoir pour éviter toute stagnation.

6.9. Calcul de la capacité des réservoirs

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe).

- **Volume de modulation journalière** : Un réservoir de distribution remplit son rôle s'il est suffisamment grand pour amortir les variations de la demande tout en étant alimenté, de façon constante, selon le débit moyen du jour (réservoirs de stockages).
- **Volume de sécurité** : Un réservoir de distribution doit disposer d'une réserve de sécurité. Si le réservoir de distribution est à l'aval d'une station de pompage, il faut prévoir une réserve de sécurité suffisante pour assurer la distribution pendant la durée d'une défaillance de la station de pompage (durée de la pompe de fréquence annuelle). Cette durée considérée en général 2 heures.

Le calcul du volume du réservoir se fait par trois méthodes :

6.9.1. Calcul forfaitaire

On prend, forfaitairement, une capacité des réservoirs égale à :

- En alimentation rurale : 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.
- En alimentation urbaine : Au minimum 50% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.
- Dans le cas d'une grande ville : Au minimum 25% de la consommation journalière maximale de l'agglomération (Bouslimie ; 2004).

6.9.2. Méthode graphique

Il est indispensable de connaître les variations du futur débit entrant et du futur débit sortant soit par estimation, soit, de préférence, par dépouillement de mesures effectuées au point approprié du réseau sur une longue période, notamment pendant la saison de plus haute consommation.

Représente les courbes d'apport et de consommation journalière. Le volume sera en valeur absolue. La somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond à :

$$|\Delta V^+_{max}| + |\Delta V^-_{max}| \quad (6.1)$$

A cette somme, on ajoute la réserve d'incendie pour obtenir le volume du réservoir à projeté (Dupont ; 1979).

6.9.3. Méthode analytique

Cette méthode consiste à la répartition journalière maximale des débits de consommation en supposons une adduction à débit uniformément réparti sur 24 heures.

Soit a la valeur du débit du débit moyen ($a=C/24$). Quant aux débits sortants le long de la journée, nous savons qu'ils sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saison,....etc.

Certains auteurs, ont cherché la répartition, dans la journée, de ces maximums horaires. Les résultats varient selon les agglomérations. Nous donnons à titre indicatif, les chiffres suivants, en fonction des débits moyens journaliers et valables pour une ville peu importante de la taille d'Ait Toudert (Dupond ;1979).

- ❖ De 6 heures à 7 heures = **a**
- ❖ De 7 heures à 11 heures = **3.5a**
- ❖ De 11 heures à 16 heures = **0.4a**
- ❖ De 16 heures à 18 heures = **2a**
- ❖ De 18 heures à 22 heures = **0.5a**
- ❖ De 22 heures à 6 heures = **0.125a**

Connaissant le débit moyen horaire A et connaissons maintenant les coefficients de pointe horaire, nous pouvons dresser le tableau de variation de la consommation journalière, d'une manière analytique et d'une manière graphique.

La capacité des réservoirs est calculés avec la relation (7.1) (Dupont ; 1979). Egal à la somme du plus grand excès (ΔV^+), et le plus grand déficit (ΔV^-) en volume d'eau d'une même journée aussi que de la réserve d'incendie, correspond au volume de réservoir V_r qui s'écrit :

$$V_r = \Delta V^+ + \Delta V^- + \Delta V_{ri} \quad (6.2)$$

Avec :

ΔV^+ : excès d'eau = débit cumulé refoulé – débit cumulé distribuer;

ΔV^- : déficit en eau = débit cumulé refoulé – débit cumulé distribuer;

ΔV_{ri} : Volume de la réserve d'incendie. Réglementairement, on prévoit pour l'extinction d'un incendie moyen un débit de $60 \text{ m}^3/\text{h}$ pendant une durée de deux heures, dans notre cas cette réserve sera emmagasinée au niveau du réservoir de stockage de Tourirt.

6.9.4. Calcul de la capacité de réservoir de transit

Pour calculer la capacité de réservoir de transite on utilise la méthode analytique et la méthode graphique comme nous montre sur le tableau suivant :

Tableau 6.2 : récapitulatif de calcul de la capacité du réservoir de transit à l'horizon 2043

heure	Débit Refoulé (m ³ /h)	cumul refoulé (m ³ /h)	Débit distribué (m ³ /h)	cumul distribué (m ³ /h)	ΔV^+ (m ³)	ΔV^- (m ³)
1-2	88,92	88,92	0	0	88,92	
2-3	88,92	177,84	0	0	177,84	
3-4	88,92	266,77	0	0	266,77	
4-5	88,92	355,69	0	0	355,69	
5-6	88,92	444,61	88,92	88,92	355,69	
6-7	88,92	533,54	88,92	177,84	355,69	
7-8	88,92	622,46	88,92	266,77	355,69	
8-9	88,92	711,38	88,92	355,69	355,69	
9-10	88,92	800,31	88,92	444,61	355,69	
10-11	88,92	889,23	88,92	533,54	355,69	
11-12	88,92	978,15	88,92	622,46	355,69	
12-13	88,92	1067,08	88,92	711,38	355,69	
13-14	88,92	1156,00	88,92	800,31	355,69	
14-15	88,92	1244,92	88,92	889,23	355,69	
15-16	0	1244,92	88,92	978,15	266,77	
16-17	0	1244,92	88,92	1067,08	177,84	
17-18	0	1244,92	88,92	1156,00	88,92	
18-19	0	1244,92	88,92	1244,92		0
19-20	88,92	1333,85	88,92	1333,85		0
20-21	88,92	1422,77	88,92	1422,77		0
21-22	88,92	1511,69	88,92	1511,69		0
22-23	88,92	1600,62	88,92	1600,62		0
23-24	88,92	1689,54	88,92	1689,54		0
24	88,92	1778,47	88,92	1778,47		0

Graphiquement, cette capacité se traduit comme suit : (figure6.3)

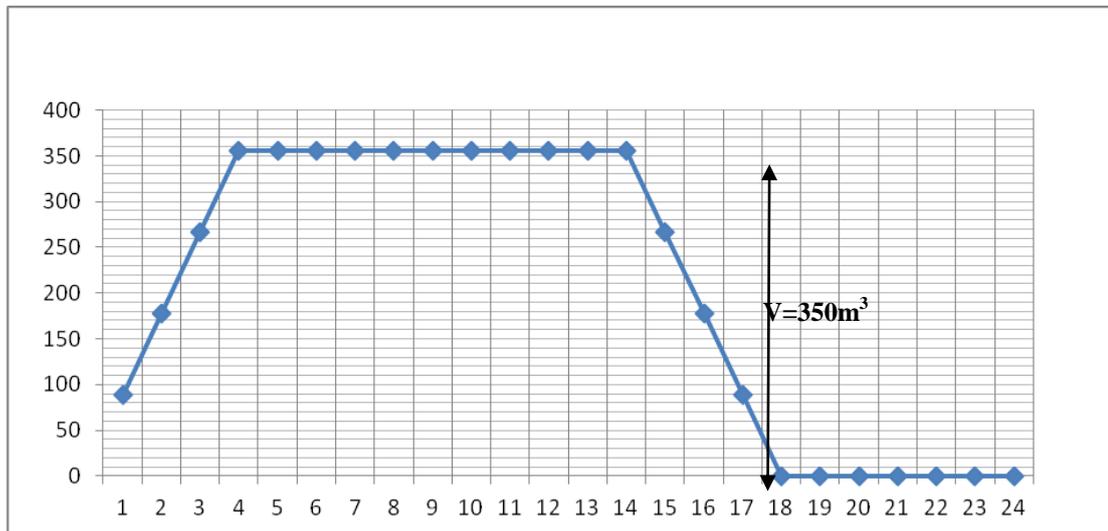


Figure6.5 : Capacité de réservoir de transit nécessaire à différentes heures de la journée.

Dans le tableau 6.3 on représente le récapitulatif des capacités des réservoirs de transit projeté comme suit :

Tableau 6.3 : Récapitulatif de la capacité du réservoir de transit à projeté à l’horizon 2043

Désignation	Horizon 2043	Unité
Débit entrant	1778.47	m ³ /j
Adduction	20	H
Excédent de stockage	355.69	m ³
Déficit de stockage	0	m ³
La capacité totale calculée	355.669	m ³
La capacité du réservoir projeté	400	m ³

6.9.5. Calcul de la capacité de réservoir de stockage et de transit de Tourirt à la cote 528 m NGA.

Pour notre étude on calcule la capacité des réservoirs de stockage à projeté avec la méthode analytique, les résultats de calcul sont illustré dans le tableau 7.3 suivant:

Tableau 6.4 : récapitulatif de calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit à l’horizon 2043

heure	débit refoulé (m ³ /h)	cumul refoulé (m ³ /h)	coefficient horaire distribué	débit distribué (habitant) (m ³ /h)	débit distribué vers Tahachat (m ³ /h)	cumul distribué (m ³ /h)	ΔV ⁺ (m ³)	ΔV ⁻ (m ³)
1-2	-	0	0,125	9,26	7,2	16,463		-16,46
2-3	-	0	0,125	9,26	7,2	32,926		-32,93
3-4	-	0	0,125	9,26	7,2	49,389		-49,39
4-5	-	0	0,125	9,26	7,2	65,851		-65,85
5-6	88,92	88,9235	0,125	9,26	7,2	82,314	6,61	
6-7	88,92	177,847	1	74,10	7,2	163,62	14,2	
7-8	88,92	266,771	3,5	259,36	7,2	430,18		-163,41
8-9	88,92	355,694	3,5	259,36	7,2	696,74		-341,04

9-10	88,92	444,618	3,5	259,36	7,2	963,3	-518,68
10-11	88,92	533,541	3,5	259,36	7,2	1229,9	-696,32
11-12	88,92	622,465	0,4	29,64	7,2	1266,7	-644,23
12-13	88,92	711,388	0,4	29,64	7,2	1303,5	-592,15
13-14	88,92	800,312	0,4	29,64	7,2	1340,4	-540,07
14-15	88,92	889,235	0,4	29,64	7,2	1377,2	-487,99
15-16	88,92	978,159	0,4	29,64	7,2	1414,1	-435,91
16-17	88,92	1067,08	2	148,21	7,2	1569,5	-502,39
17-18	88,92	1156,01	2	148,21	7,2	1724,9	-568,87
18-19	88,92	1244,93	0,5	37,05	7,2	1769,1	-524,20
19-20	88,92	1333,85	0,5	37,05	7,2	1813,4	-479,53
20-21	88,92	1422,78	0,5	37,05	7,2	1857,6	-434,85
21-22	88,92	1511,7	0,5	37,05	7,2	1901,9	-390,18
22-23	88,92	1600,62	0,125	9,26	7,2	1918,3	-317,72
23-24	88,92	1689,55	0,125	9,26	7,2	1934,8	-245,26
24	88,92	1778,47	0,125	9,26	7,2	1951,3	-172,80

Le volume du réservoir à projeté est égal :

$$V_r = \Delta V^+ + \Delta V^- + \Delta V_{ri} = 830.54 \text{ m}^3.$$

Graphiquement, cette capacité se traduit comme suit : (figure6.3)

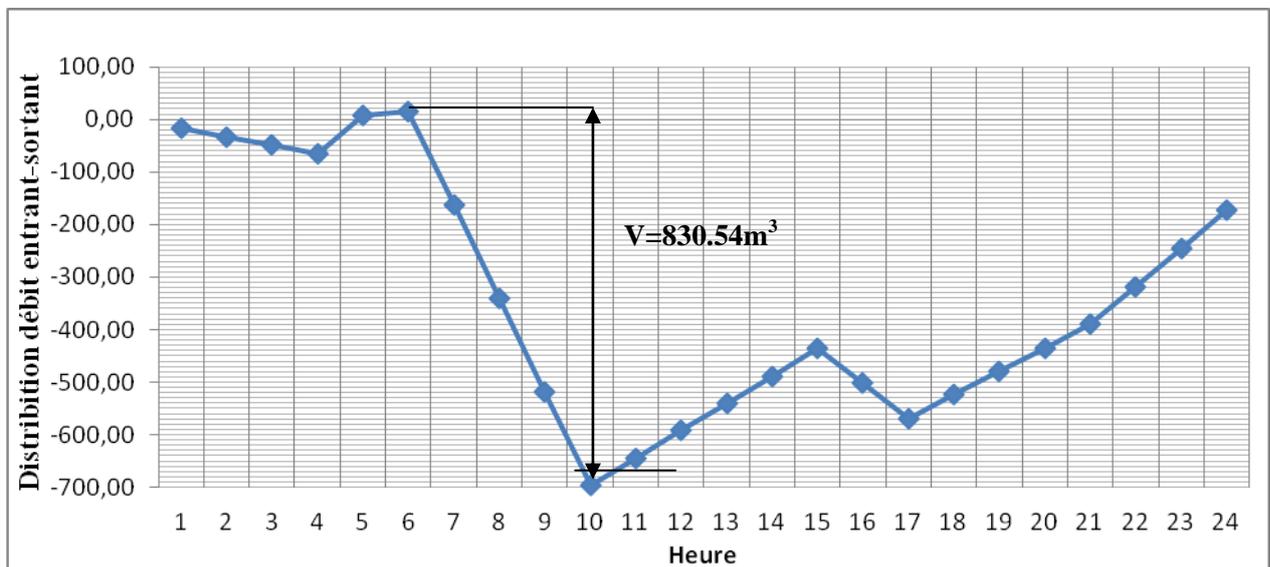


Figure6.5 : Capacité de stockage calculé à différentes heures de la journée.

Dans le tableau 6.4 on représente le récapitulatif des capacités des réservoirs projeté comme suit :

Tableau 6.5 : Récapitulatif de la capacité du réservoir de stockage et de transit à projeté à l'horizon 2043.

Désignation	Horizon 2043	Unité
Débit entrant	1778.47	m^3/j
Adduction	20	h
Excédent de stockage	14.2	m^3
Déficit de stockage	-696.32	m^3
La réserve d'incendie	120	m^3

La capacité totale calculée	830.54	m ³
La capacité du réservoir projeté	1000	m ³

6.9.3. Dimensionnement des réservoirs

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

6.9.3.1. Section des réservoirs projetés

Elles sont déterminées comme suit :

$$V_R = S \cdot h \quad \Longrightarrow \quad S = \frac{V_R}{h} \quad (7.3)$$

avec :

V_R : volume du réservoir projeté (m³);

S : section (m²);

h : hauteur de la lame d'eau (m).

6.9.3.2. Diamètre du réservoir

Le diamètre du réservoir sera déterminé de la manière suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4V_R}{\pi h}} \quad (7.4)$$

avec:

D : Diamètre du réservoir (m) ;

V_R : Volume du réservoir (m³) ;

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

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

$$H_{inc} = \frac{4V_{inc}}{\pi D^2} \quad (7.5)$$

avec:

H_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m).

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

Les dimensions des réservoirs sont reportées sur le tableau suivant :

Tableau 6.6 : Caractéristiques des réservoirs projetés

Réservoir	V (m ³)	h (m)	D _{th} (m)	D _{st} (m)	S (m ²)	H _{inc} (m)
Réservoir de transit (R ₁) de la SR projetée	400	4	11.28	12	100	-
Réservoir (R ₂) de stockage et de transit de Tourirt.	1000	6	15.96	16	166.66	0.59

avec:

D_{th} : Diamètre théorique(m).

D_{st} : diamètre standard(m).

6.9.4. Les frais de construction des réservoirs

Tableau 6.7 : Récapitulatif des capacités et frais des réservoirs

Réservoir	Capacité des réservoirs (m ³)	Frais de construction des réservoirs (DA)	Frais totaux (DA)
Réservoir de transit de la SR (R ₁)	400	650 000.00	18 650 000.00
Réservoir (R ₂) de stockage et de transit de Tourirt	1000	18 000 000.00	

Les frais de construction des réservoirs sont recueilli au niveau de la **DHW**.

Conclusion

En conclusion du chapitre; nous reviendrons sur les résultats suivant un réservoir de transit R1 de capacité **400 m³** sur une cote radier 364.57m NGA. Et un autre réservoir R2 dans la zone d'étude Tourirt de capacité **1000m³** sur la cote de radier 528 m NGA qui sera jumelé avec le réservoir existant (**100m³**).

Enfin les frais occasionnés par cette partie du projet sont estimés à **18 650 000.00DA**.

Introduction

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par les stations de pompes. Nous étudions, alors dans ce chapitre, les conditions d'établissement des stations de reprises de la chaîne d'adduction qui permettent d'acheminer les eaux jusqu'aux réservoirs de tête.

7.1. Définition de la pompe

La pompe est un appareil hydraulique. Son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique.

L'énergie reçue par ce liquide lui permet de s'élever d'une zone à basse pression pour le refouler vers une autre zone de grande pression.

7.2. Les différents types de pompes

Selon (Bonnin ;1997), les pompes se classent en deux catégories :

1. Les pompes dynamiques (turbopompes);
2. Les pompes volumétriques.

Dans les turbopompes une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur.

❖ **Les pompes centrifuges** sont utilisées pour des hauteurs d'élévation importantes (plusieurs dizaines de mètres).

Ce sont les plus employées. On distingue :

- Les pompes centrifuges (à basse et haute pression),
- Les pompes hélices,
- Les pompes hélico-centrifuges.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi radiales, axiales

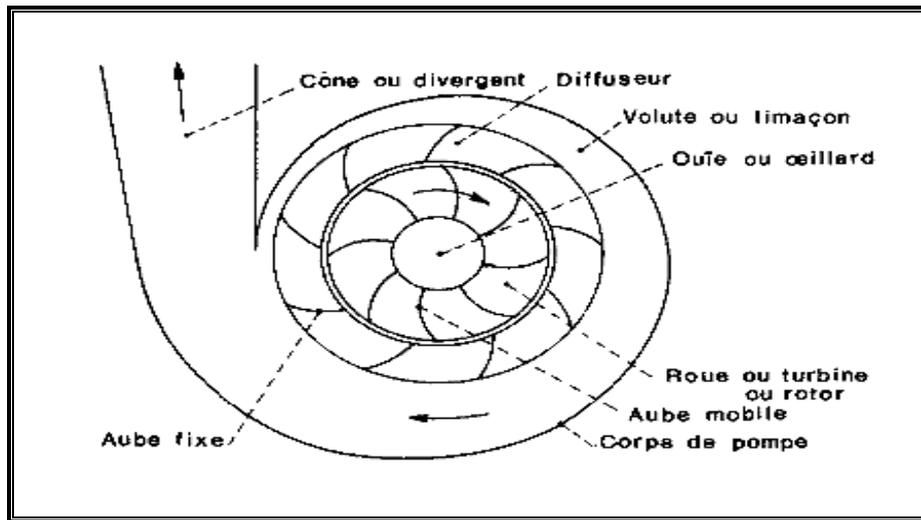


Figure. 7.1 : Constitution d'une pompe centrifuge

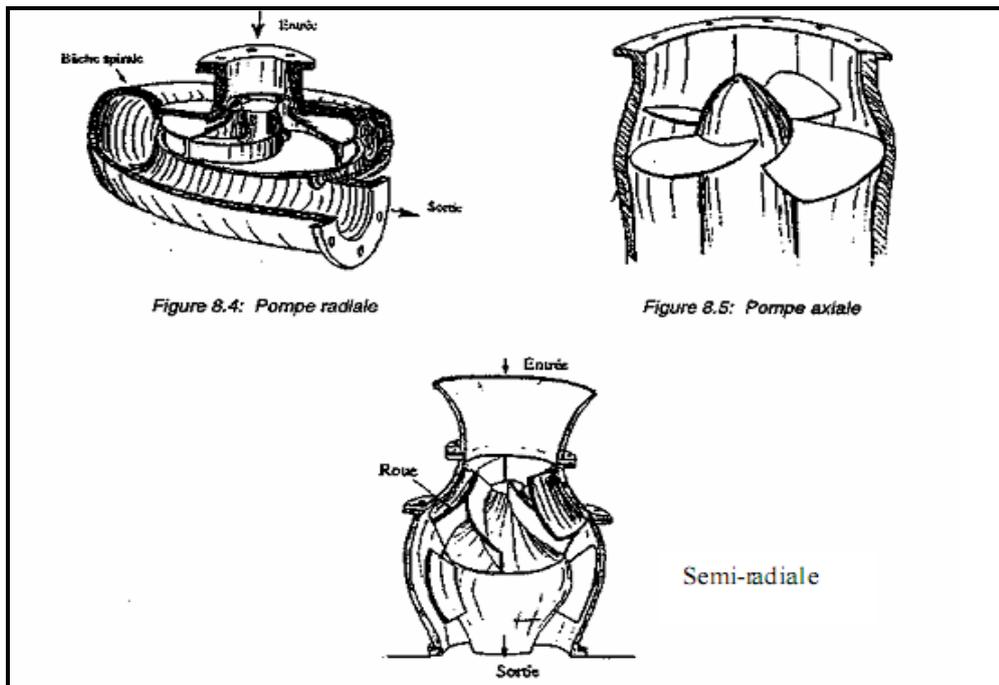


Figure 7.2 : Classification des pompes centrifuges

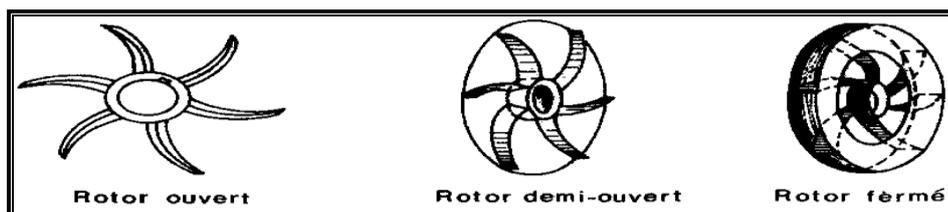


Figure 7.3 : Types de rotors

Dans les pompes volumétriques,

L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement). Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux

Les pompes rotatives,

- ✓ Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenages,
- ✓ Les pompes à piston (alternatives).

Autres pompes

- ✓ Les élévateurs à hélice ou vis d'Archimède
- ✓ Le pompage par émulsion ou air lift.

7.3. Critères généraux des pompes

7.3.1. La vitesse de rotation

C'est le nombre de tour qu'effectue la roue par unité de temps, cette vitesse est notée par « N », unité de mesure la plus utilisée est le tour/minute. (Bonvin, 2005)

Le déplacement angulaire (w) qu'effectue une pompe pendant l'unité de temps s'appelle vitesse angulaire.

$$w = \frac{2\pi N}{60} = \frac{\pi N}{30} \quad (7.1)$$

7.3.2. Le débit « Q » d'une pompe

C'est le volume d'eau qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps, ce débit est noté « Q ».

- La notion de débit précédente est utilisée surtout dans le cas des turbopompes.
- Dans le cas des pompes volumétriques, on utilise beaucoup plus la notion de cylindre noté « Ci », c'est le volume que débite une pompe par un tour de rotation :

$$C_i = \frac{Q}{N} \quad (\text{m}^3/\text{tr}) \quad (7.2)$$

7.3.3. Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt

La Hmt d'une pompe est la différence de pression en (m.c.e) entre les orifices d'aspiration et de refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (Jasp + Jref)

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (7.3)$$

7.3.4. Les puissances (utiles et absorbées)

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée par cette pompe, cette puissance est exactement la puissance du moteur d'entraînement de la pompe. (Bonnin ; 1986)

La puissance transmise à l'eau et ce de la part de la pompe est appelé puissance hydraulique utile **P_u**

$$P_u = \rho g Q H_{mt} (w) \quad (7.4)$$

Le rapport de la puissance utile P_u à la puissance absorbée est le rendement de la pompe η_p , qui est donné par la relation suivante :

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho g Q H_{mt}}{P_a} \quad (7.5)$$

Avec :

ρ (Kg / m³): masse volumique

Q (m³/s): débit

H_{mt} (m.c.e) : hauteur manométrique

η_p (%): rendement total de l'installation avec : $\eta_p : f(\eta_h, \eta_t, \eta_m)$

η_h : Rendement hydraulique de la pompe ;

η_t : Rendement de la transmission ;

η_m : Rendement du moteur.

7.4. Choix des pompes

Les pompes doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Assurer un débit Q et la hauteur H_{mt} ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Un poids faible, une anticorrosion, non encombrement ;
- Assurer une capacité d'aspiration forte ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimal ;
- Exploitation simple ;

- Répondre à la construction économique du bâtiment

7.5. Courbes caractéristiques des pompes

Les principales courbes qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, sont au nombre de trois (03) : (Bonvin ; 2005)

✚ Courbe débit-hauteur : $H = f(Q)$

Cette courbe exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit.

La courbe consiste en une ligne qui part du point à vanne fermé (équivalent au débit zéro pour la hauteur d'élévation maximum) et qui arrive en fin de courbe avec la hauteur d'élévation qui diminue lorsque le débit augmente.

✚ La courbe de rendement : $\eta = f(Q)$

Elle exprime la variation du rendement (η) de la pompe en fonction des débits à relever, cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit.

Elle passe par l'origine puisque à $Q = 0$, le rendement (η) est nul.

✚ La courbe de puissance absorbée : $P = f(Q)$

Elle exprime les puissances absorbées par les pompes en fonction des débits, c'est une branche de parabole dont la concavité est tournée vers le bas.

7.6. Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de réseau est la représentation graphique de la hauteur manométrique totale de l'installation (H_{mt}) nécessaire à l'installation en fonction du débit (Q). Elle se compose d'une composante statique et d'une composante dynamique.

- La composante statique, à savoir la hauteur géométrique (H_g) dépendante du débit.
- La composante dynamique est composée de la perte de charge, qui augmente de manière proportionnelle au carré du débit (Q). (Bonnin ; 1986)

La caractéristique d'un réseau, ramenée à une cote de référence, sera ainsi du type :

$$H_{mt} = H_g + j_t \quad (7.6)$$

avec :

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

H_g : la hauteur géométrique (m) ;

J_t : perte de charge totale dans la conduite.

Avec :

$$J_t = 1.15. L .J_u \quad (7.7)$$

D'où :

$$J_u = \frac{1 v^2}{2gD} \quad (7.8)$$

La vitesse (V_m) peut s'exprimer à partir de l'équation de continuité :

$$Q = V_m \cdot S \quad \text{avec :} \quad S = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad \rightarrow V_m = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2}$$

En remplaçant la relation (7.8) dans l'expression (7.7) :

$$J_t = (1,15 \times \lambda \times L \times 8) (g \times \pi^2 \times D^5) \times Q^2 = K \times Q^2$$

Avec:

$$K = \frac{1,15 \cdot \lambda \cdot L \cdot 8}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad (7.9)$$

Donc :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2 \quad (7.10)$$

Où :

- L : longueur de la canalisation [ml] ;
- D : Diamètre de la conduite [m] ;
- V_m : Vitesse moyenne de l'écoulement [m/s] ;
- λ : Coefficient de perte de charge sans dimension ;
- g : Accélération de la pesanteur [m^2/s].

7.7. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement

Le point de fonctionnement **F** d'une pompe débitante dans une conduite définie par un débit Q , et une hauteur H est représenté par le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe **Ccp** dite caractéristique débitante (figure 7.4) et la courbe caractéristique de la conduite **Ccc** dite caractéristique résistante (Bonvin ; 2005).

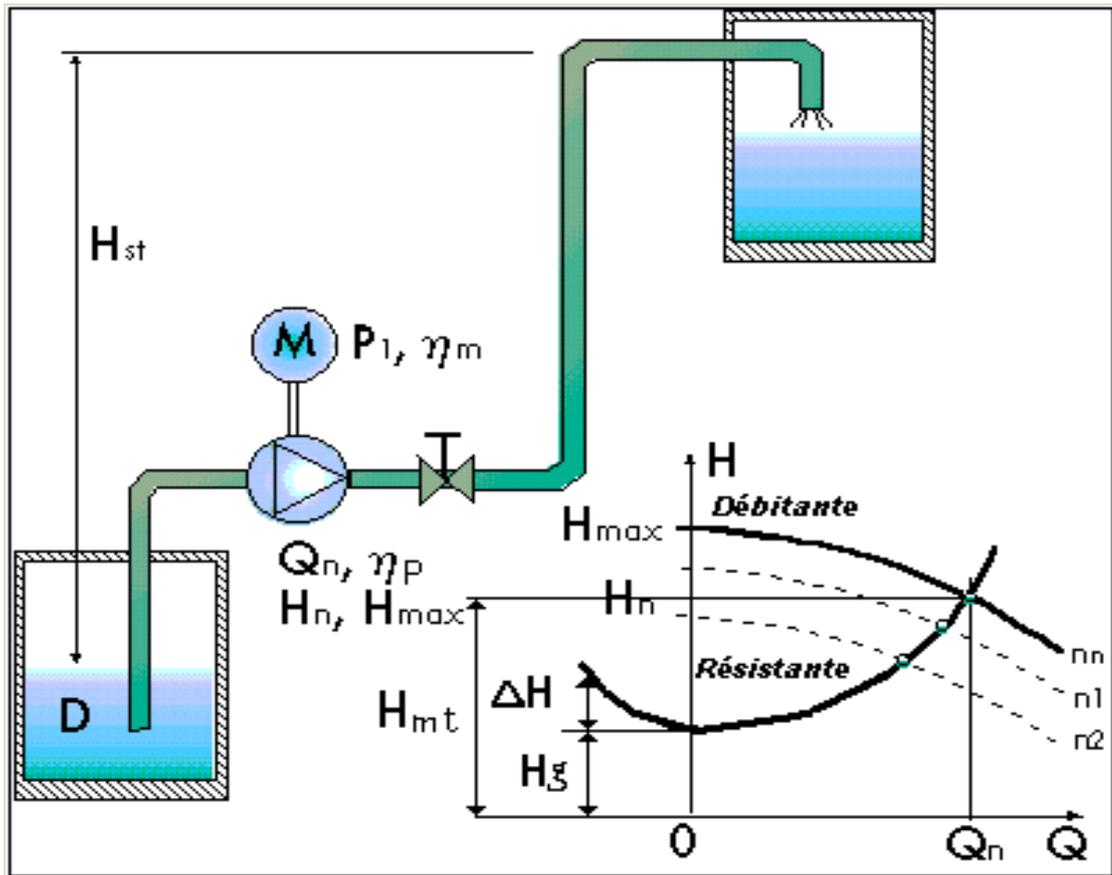


Figure. 7.4 : Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite

7.8. Point de fonction pour les pompes couplées

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit.

Les différentes combinaisons possibles doivent être étudiées sur le plan économique et hydraulique.

7.8.1. Pompes en série

Les deux pompes sont couplées hydrauliquement en série, les débits qui les traversent sont les mêmes. La caractéristique résultante s'obtient en ajoutant la hauteur de refoulement pour chaque valeur du débit. Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante. (Bouslimi, 2004)

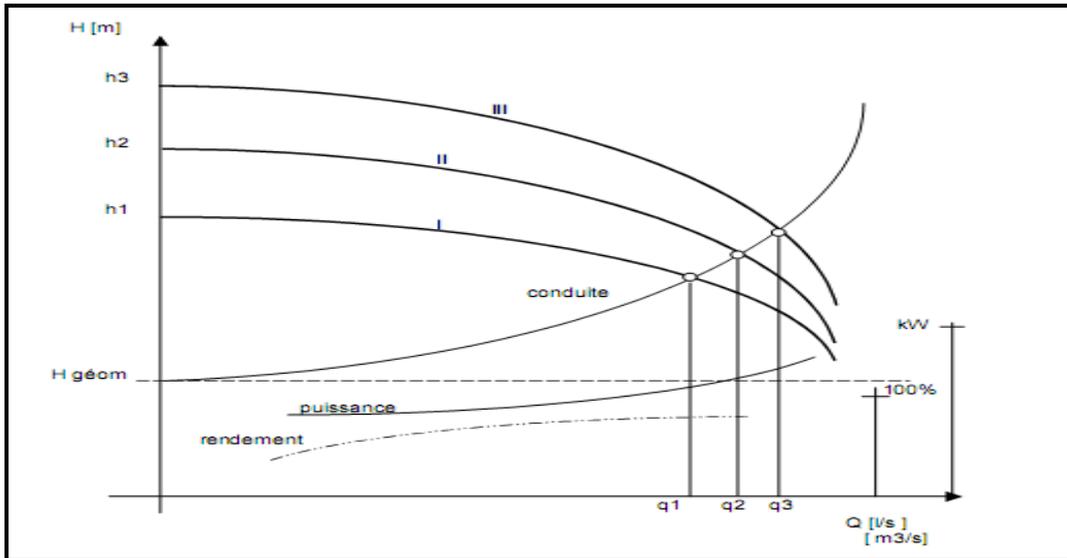


Figure 7.6 : Pompes en série

Dans tous les cas, la hauteur résultant du couplage est inférieure à la somme des hauteurs créées pour chaque pompe fonctionnant seule sur la même canalisation.

7.8.2. Les pompe en parallèle

Si deux pompes sont couplées hydrauliquement en parallèle, les hauteurs qu'elles fournissent sont nécessairement égales. La caractéristique résultante s'obtient en ajoutant les débits pour une même hauteur fournie (Bouslimi , 2004).

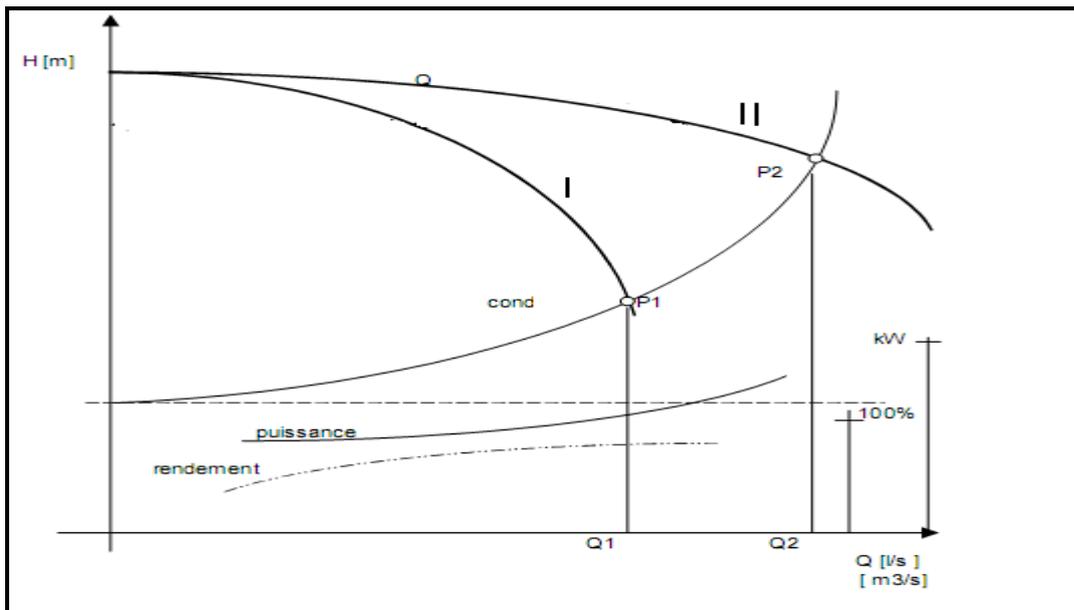


Figure 7.7 : Pompes en parallèle

La courbe de I est la courbe $Q(H)$ commune à chaque pompe. La courbe II est obtenue en doublant à chaque fois pour une même hauteur, les abscisses de la première courbe.

7.9. Réglage du fonctionnement des pompes

La courbe $H=f(Q)$ de la pompe ne passe pas toujours par ce point P. Il va falloir passer la courbe caractéristique $H= f(Q)$ de la pompe par ce point P, donc il faut ajuster cette courbe pour qu'elle coupe la courbe (Ccc) au point P. pour ce faire, plusieurs procédés de réglage sont utilisés.

7.9.1. Diminution du temps de pompage

Les coordonnées du point P désiré au départ sont Q et H. Avec la pompe installée, on obtient le point P' de coordonnées H' et Q' avec la relation 7.11 suivant on obtient le temps de pompage réduit et comme indiqué sur la figure 7.5.

$$t = \frac{V}{Q_2} \quad (7.11)$$

avec :

Q_2 : le débit correspond au point de fonctionnement aux coordonnées ;

V : volume restant dans le réservoir calculé par la relation suivante :

$$V = Q_1 * t \quad (7.12)$$

D'où :

Q_1 : le débit du point de fonctionnement désiré de coordonnées ;

t : le temps de pompage fixé au départ égal à 20h ;

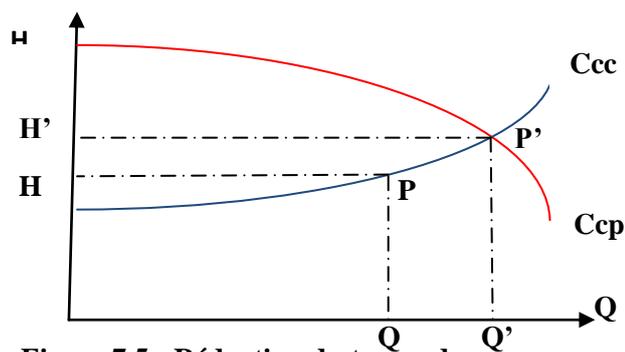


Figure 7.5 : Réduction du temps de pompage

7.9.2. Réglage du débit

7.8.2.1. Vannage sur la canalisation de refoulement

Le réglage par vannage est le plus simple, mais le moins économique. Par vannage on introduit une perte de charge supplémentaire (perte de charge singulière J).

$$J = H_3 - H_1 \quad (7.13)$$

avec :

H_1 : hauteur manométrique total d'élevation du point désirer ;

H_3 : hauteur manométrique du point donnant.

7.9.2.2. Modification du nombre de tours

Si la pompe est à vitesse variable on peut, en réduisant cette dernière, diminuer le débit et la hauteur.

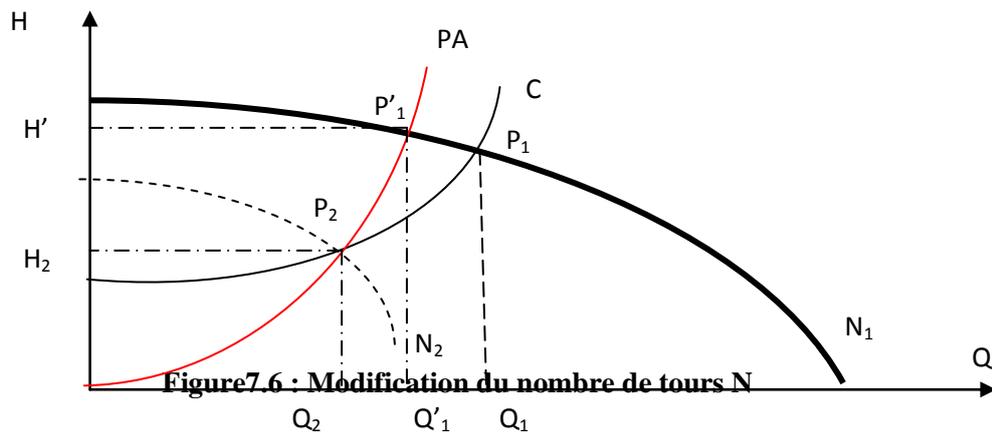
Soient N_1 , P_1 et Q_1 les caractéristiques originales. Par modification du nombre de tours à N_2 , on doit créer un nouveau point de fonctionnement P_2 correspondant au débit demandé Q_2 (figure 7.6). A travers le point de fonctionnement P_2 , on peut tracer une parabole d'affinité PA.

Les points P'_1 et $\frac{Q'_1}{Q_2} = \frac{N_1}{N_2}$ d'où l'on tire N_2 .

La puissance absorbée diminue aussi :

$$\frac{P'_{t2}}{P_{t2}} = \left(\frac{N_1}{N_2}\right)^3 \quad (7.14)$$

D'où l'on tire P_{t2} .



7.9.2.3. Utilisation d'un by-pass

Dans le cas des machines à vitesse spécifique très élevée, qui, à vitesse constante, présentent une puissance absorbée plus élevée pour les faibles débits que pour le débit nominal, on peut être amené à utiliser une autre méthode de réglage. Celle-ci consiste à utiliser un by-pass entre le refoulement et l'aspiration. (Bonin; 2005)

7.9.3. Réglage des pompes sur un réseau

Pour adopter une série discontinue de pompes à des débits et de hauteurs demandés par le réseau, on peut utiliser, selon le besoin, le rognage ou l'affutage.

7.9.3.1. Rognage

Le rognage, ou coupure de roue, consiste à réduire le diamètre de roue pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée. Mais la possibilité de rognage est limitée de 0,5 à 10%, pour éviter une dégradation importante de rendement. (Bonvin ; 2005)

Pour déterminer le débit de rognage à partir du graphe on trace d'abord l'équation de la droite de rognage avec la relation suivante :

$$H = \frac{H_d}{Q_d} Q \quad (7.15)$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\text{On pose : } d = m.D \quad \longrightarrow \quad \frac{Q_f}{Q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{1}{m}^2 \quad (7.16)$$

Avec :

d : diamètre de la conduite rognée

Donc :

$$m = \sqrt{\frac{Q_f}{Q_1}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_f}} \quad (7.17)$$

Caractéristique après rognage suit donc une droite .Autrement dit, la courbe d'affinité est une droite.

7.9.3.2. Affûtage

Quand l'adaptation de la pompe demande une augmentation de la hauteur et du débit, on peut appliquer l'affûtage des aubes au voisinage du bord de fuite. L'affûtage se fait par l'enlèvement d'une certaine partie du métal sur l'extrados de l'aube au voisinage de son bord de fuite. (Bonvin ; 2005)

La modification de l'angle de sortie β_2 va augmenter la hauteur (enlèvement sur la face concave) ou diminuer la hauteur (enlèvement du métal sur la face convexe). L'affûtage diminue l'épaisseur du sillage et par conséquent les pertes hydrauliques, ce qui veut dire que dans le cas de l'affûtage sur la face concave, l'augmentation de la hauteur réelle (utile) est plus importante que théorique.

Enfin, l'affûtage sur la face convexe (extrados) n'a pas d'importance pratique, étant donné que la diminution de la hauteur ($\beta_2 \downarrow$) est opposée à la diminution des pertes de charge (épaisseur \downarrow , $H \uparrow$).

7.10. Phénomène de cavitation

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend au dessous d'une certaine valeur, généralement, voisine de la tension de vapeur du liquide saturante ($P_v = 22 \text{ mm}$, à

$T = 20^\circ\text{C}$ à la température de l'eau), il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevées, peuvent se refermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion du matériau, accompagné d'une diminution brutale de la hauteur créée et des rendements. Les courbes caractéristiques subissent une chute brutale à partir du moment où se produit la cavitation.

La baisse de pression qui produit le phénomène de cavitation peut être dû :

- À l'élévation géométrique au dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la

pompe ;

- Aux pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration ;
- À l'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement, particulièrement importante dans la roue de la pompe.



Figure. 7.8 : Photos illustrant le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge

Pour éviter tout risque de cavitation, la condition suivante doit être satisfaite :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Avec :

$NPSH_d$: charge nette d'aspiration disponible définie par l'utilisateur

Le $NPSH_d$ sera donné comme suit :

La relation de Bernoulli appliquée entre le plan d'aspiration (Z_0, P_0), et l'entrée de la pompe (Z_1, P_1) et en considérant J_a la perte de charge à l'aspiration :

$$Z_0 + \frac{P_0}{\rho g} = \left(Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} \right) + J_a \quad (7.18)$$

$$\frac{P_1}{\rho g} = \frac{P_0}{\rho g} + (Z_0 - Z_1) - J_a \quad (7.19)$$

Sachant déjà que $NPSH_d$ est la valeur de la pression absolue $\frac{P_1}{\rho g}$ diminuée de la tension de la vapeur pour la température de l'eau h_v donc :

$$NPSH_d = \frac{P_1}{\rho g} - h_v = \frac{P_0}{\rho g} + (Z_0 - Z_1) - J_a - h_v \quad (7.20)$$

Le terme $(Z_0 - Z_1)$ est à prendre avec son signe selon que l'aspiration s'effectue par dépression ou sous pression.

Pour une aspiration en dépression sous la hauteur H_a , $(Z_0 - Z_1)$ est négative et l'on a :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - (H_a + J_a + h_v) - \frac{V_m^2}{2g} \quad (7.21)$$

Avec :

$\frac{P_0}{\varpi}$: Pression en m.c.e au plan d'aspiration;

H_a : Hauteur géométrique d'aspiration (m);

J_a : Perte de charge d'aspiration (m) ;

h_v : Tension de la vapeur pour la température d'eau pompée (m.c.e);

$$NPSH_r = \frac{P_1}{\varpi} - h_v \quad (7.22)$$

Où : $\frac{P_1}{\varpi}$: pression en mètre colonne d'eau à la bride d'aspiration.

$$NPSH_d = 10 + H_a - J_a \quad [m] \quad (7.24)$$

(on prend $\frac{P_0}{\varpi} - h_v = 10m$)

Le point d'application de la cavitation est donné par l'intersection des courbes $NPSH_d$ et $NPSH_r$, celle-ci se manifeste lorsque le point de fonctionnement de la pompe, en le projetant sur le graphe des courbes NPSH, se trouve à droite du point **I**, il y aura donc lieu de tenir le point de fonctionnement de la pompe dans le réseau à gauche de la verticale passant par **I**, afin d'obtenir $NPSH_d > NPSH_r$, c'est à dire on évite la cavitation.

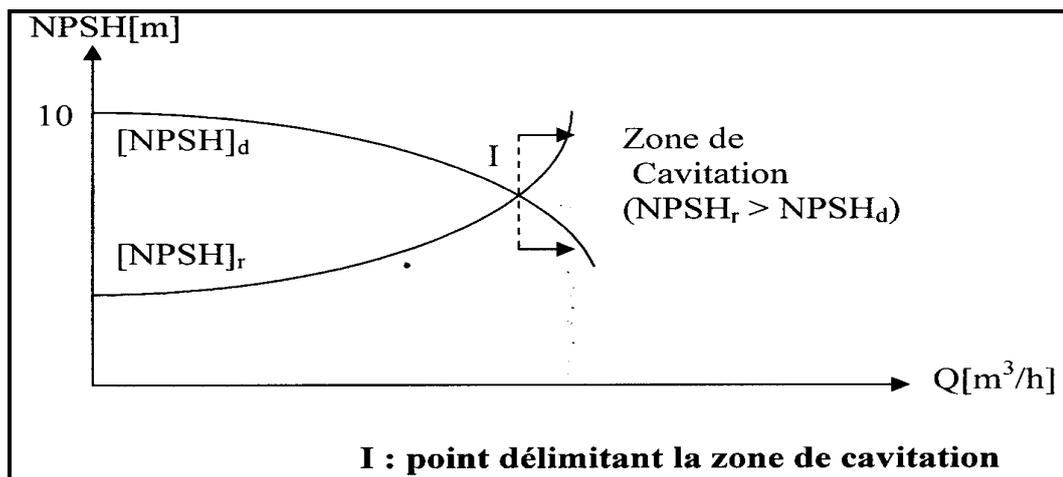


Figure 7.9 : Graphe des courbes NPSH

7.11. Montage des pompes- pompe à axe horizontal ou vertical

a / Pompe à axe horizontal

Cette disposition est la plus classique, elle est adoptée généralement pour les pompes de surface. L'entretien et le démontage de la pompe sont simplifiés. Il faut évidemment tenir compte des sujétions relatives à la hauteur d'aspiration et à l'amorçage.

b/ pompe à axe vertical- pompe immergées

Ces pompes sont spécialement conçues pour l'équipement des puits profonds. Nous citerons les principaux types suivants : (Bouslimi ; 2004)

➤ Pompe immergée à axe vertical commandée par un moteur placé en surface

La pompe est entraînée par un arbre commun au moteur et qui passe dans l'axe de la canalisation de refoulement. Ce type de pompe présente plusieurs avantages: hauteur manométrique d'aspiration diminuée par la suppression des pertes de charge dues aux coudes, encombrement réduit, travaux de génie civil moins onéreux pour la station de pompage, moteur éloigné de l'ambiance humide de la pompe, visite et entretien très faciles, pas de problème d'amorçage (la pompe étant immergée).

➤ Pompe à moteur immergé

La pompe (généralement multicellulaire) est accouplée à un moteur électrique (placé au dessous de la pompe) et l'ensemble est immergé dans le puits ou le forage. L'installation est très simplifiée, le groupe étant simplement suspendu à la canalisation de refoulement qu'il suffit de fixer au dessus du forage.

D'une manière générale, ces groupes motopompes à moteur immergé donnent satisfaction à condition que leur construction soit très soignée et qu'ils ne soient pas soumis à des conditions pénibles de marche (tension insuffisante, surcharge, etc).

7.12. Amorçage des pompes centrifuges

L'amorçage des pompes est une opération qu'on effectue lorsqu'on désire faire fonctionner une pompe qui risque d'être vide, on procède alors au remplissage avec de l'eau. L'opération d'amorçage peut être réalisée dans les cas suivants : (Bouslimi. 2004)

- A la première mise en marche des pompes ;
- Après une réparation ;
- A l'occasion d'arrêt prolongé par suite de mauvais fonctionnement des clapets ou en raison de la présence d'un peu d'air dans la canalisation.

On distinguera quatre types d'amorçages:

7.12.1. Cas des pompes à axe horizontal

a-Amorçage par remplissage

Si la pompe n'est pas maintenue en charge du côté de son refoulement, la présence d'un clapet disposé après la pompe peut ne pas suffire à assurer son amorçage à tout instant, surtout si l'on prévoit de longue période d'arrêt.

On peut remédier à cet inconvénient, en amenant à la pompe l'eau nécessaire à son remplissage et à celui de la conduite d'aspiration soit à partir d'un petit réservoir auxiliaire

rempli lors du fonctionnement, soit lorsque c'est possible, en utilisant le réseau de distribution. Les pompes comportent normalement des orifices munies des robinets et parfois d'entonnoirs permettant l'introduction de l'eau et la purge d'air manuellement. Cette opération de remplissage ne peut être utilisée pour les installations importantes en raison du volume d'eau qui serait nécessaire.

b- Amorçage par le vide

Ce type d'amorçage consiste à faire le vide dans la canalisation d'aspiration à l'aide d'une pompe spéciale indépendante de la pompe de relèvement de l'eau qu'on appelle pompe à vide, qui est une machine qui fonctionne comme un compresseur en aspirant l'air dans la chambre où on désire réaliser le vide, pour le refouler à l'atmosphère .

Pour éviter que l'eau ne pénètre dans la pompe à vide, celle-ci aspire l'air dans un réservoir de petite capacité (quelques dizaine de litres pour les petites installations) où s'opère le dégazage de ce vide de l'eau aspirée, des contacts électriques (bougies) matérialisent le niveau maximal et minimal de l'eau dans le réservoir, et sont utilisés pour commander la mise en route et l'arrêt de la pompe à vide.

c- Amorçage sous pression

Dans ce type d'amorçage, on crée une certaine pression au dessus de la pompe qui maintiendra toujours, même à l'arrêt, la pompe et la canalisation pleine.

d- Pompes auto-amorçages

Elles sont rarement utilisées vu leur double fonction qui engendre de faible puissance et donc un rendement inférieur à celui d'une pompe normale.

7.13. Etude et choix des pompes

7.13.1. Elévation des eaux des forages « F1 ; Pj1 et F2 ; Pj1 et F3 ; Pj2 » situé sur la rive gauche de oued d'Ouacif vers la bêche de reprise BR1 de transit de la SR1 :

- Débit à relever pour chaque pompe immergée et la hauteur manométrique totale d'élévation pour chaque pompe est illustré dans le tableau suivant:

A. Choix de la pompe

En tenant compte du débit Q , de la Hauteur manométrique (Hmt), on a choisi du catalogue des pompes immergées « **GRUNFOS** » donnant par la D.R.E.W de Tizi ouzou (Annexe E), Trois pompe différent de type MS6000 plus trois autre de secoure.

- * Vitesse de rotation : $N= 2900$ tr/min ;
- * Diamètre de la roue : $D=125$ mm;
- * Rendement maximale : $\eta = 70$ %.

↳ Caractéristiques des trois pompes

Les caractéristiques des pompes immergées dans les trois forages f sont illustrées dans le tableau 7.3 suivant :

Tableau 7.1 : caractéristique des pompes

Les Pompes	Hmt (m)	Débit Q (m ³ /h)	Choix de la pompe
Pompe immergée dans F1	85.41	29	MS6000 (3étage)
Pompe immergée dans F2	90.00	29	MS6000 (3étage)
Pompe immergée dans F3	81.64	29	MS6000 (3étage)

Pour le tracé des courbes caractéristiques des pompes, il suffit de tracer une seule courbe caractéristique de la pompe, car le choix de type de pompe est le même.

Tableau 7.2 : caractéristique de la courbe de la pompe

Q (m ³ /h)	0	20	45	65	85	120	145	160
Hmt(m)	90	89	83	75	71	62	46	40

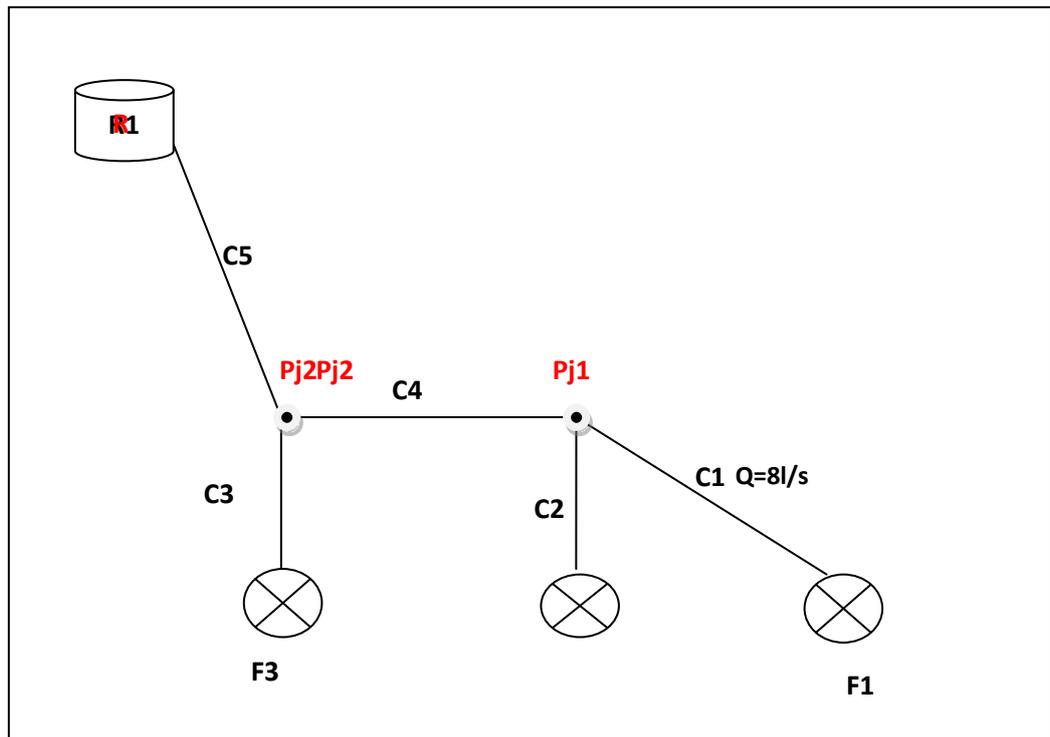


Figure7.10 : Schéma asymptote pour l'étude des pompes

Pour le tracé de la courbe caractéristique de la conduite, on doit ramener toutes les conduites sur une longueur équivalente L_{eq} ; pour ce faire on effectue l'opération suivante :

$$L_{eq} = L_1 \frac{D_1}{D} + L_2 \frac{D_2}{D} + L_3 \frac{D_3}{D} + L_4 \frac{D_4}{D} + L_5 \frac{D_5}{D} \quad (7.24)$$

avec :

L_1 : longueur de la conduite c_1 ;

D_1 : diamètre de la conduite c_1 ;

D : diamètre de la conduite c_5 ;

donc :

$$Leq=583.69m.$$

Tableau7.5 : Equation de la hauteur manométrique de la conduite de refoulement

Donnés					
Hg(m)		Longueur équivalente(m)	D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	g (m/s ²)
73.16		583.69	200	163.6	9.81
Equation de la conduite de refoulement					
Coefficient λ	$\lambda = (1.14 - 0.86 \log \frac{8}{D})^{-2} = 0.043$				
Coefficient K	$K = \frac{1.15 \cdot \lambda \cdot Leq \cdot 8}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} = 20370.13$				
Hmt (m)	$H_{mt} = Hg + 20370.13Q^2$				

Tableau 7.6 : Caractéristique de la conduite

Q (m3/h)	0	20	45	65	85	120	145	160
Hmt(m)	73.16	73.78	76.79	79.80	85.01	98.25	106.20	113.39

B. Assemblages des pompes

Après le choix des pompes on trace la courbe caractéristique d'une seule pompe est de la conduite qui est de longueur équivalente, d'après la figure 7.11; les trois forages vont refouler le même débit sur une hauteur presque la même donc du point de jonction 2 vers le réservoir de transit on aura la somme des trois débits donc on applique l'assemblage en parallèle des trois pompe et on trace la courbe débitante.

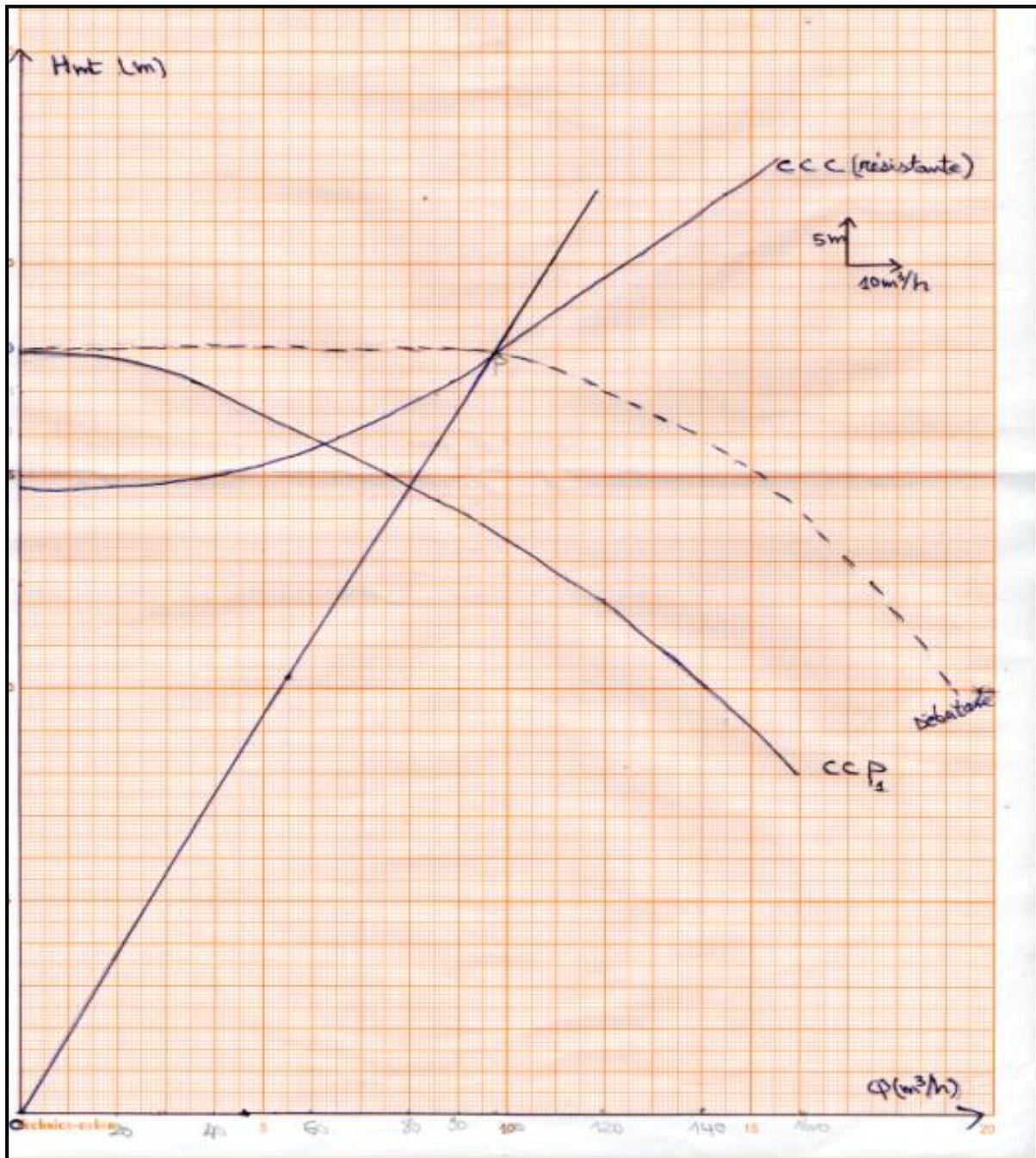


Figure 7.11 : Courbe caractéristique de la conduite et de la pompe résultante.

NB :

D'après la figure 7.11 ; on remarque que le point de fonctionnement désiré coïncide avec le point de fonctionnement de la pompe, donc dans ce cas les trois pompes fonctionnent dans les conditions optimales d'utilisations (rendement maximal de la pompe).

7.13.2. Elévation de l'eau de la station de reprise SR1 de Tourirt vers le réservoir de tête

- Débit à relever : $Q = 24.70 \text{ l/s}$ soit $88.92 \text{ m}^3/\text{h}$.
- Hauteur manométrique totale d'élévation : $H_{mt} = 172.29\text{m}$.
- Hauteur géométrique : $H_g = 157.5 \text{ m}$.

A. Choix de la pompe

En tenant compte du débit Q , de la hauteur manométrique (H_{mt}), nous avons choisi à l'aide du catalogue des pompes "Jeumont Schneider" donné par la D.R.E.W. de Tizi-ouzou (Annexes F-1), une pompe centrifuge multicellulaire de type 65NM à 6 étages plus une de secours avec :

- * Vitesse de rotation : $N = 2930 \text{ tr/min}$;
- * Diamètre de la roue : $D = 179 \text{ mm}$;
- * Rendement maximale : 70% .

↳ Caractéristiques de la pompe

Après le choix de la pompe à partir d'un catalogue des pompes; on trace la courbe caractéristique de la pompe avec le tableau ci-dessous :

Tableau 7.19 : caractéristique de la pompe

Q (m³/h)	0	20	40	60	89	100
H_{mt}(m)	270	260	250	230	170	130

Tableau 7.20 : Equation de la hauteur manométrique de la conduite de refoulement

Donnés					
H _g (m)	Coefficient λ	Longueur (m)	D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	g (m/s ²)
157.5	0.043	1511	200	163.6	9.81
Equation de la conduite de refoulement					
Coefficient K	$K = \frac{1,15 \cdot \lambda \cdot L \cdot 8}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} = 14593.33$				
H_{mt} (m)	$H_{mt} = H_g + 14593.33 Q^2$				

↳ Caractéristique de la conduite

Tableau 7.21 : caractéristique de la conduite

Q (m³/h)	0	20	40	60	89	100
Hmt(m)	176,63	157,95	159,30	161,55	166,42	168,76

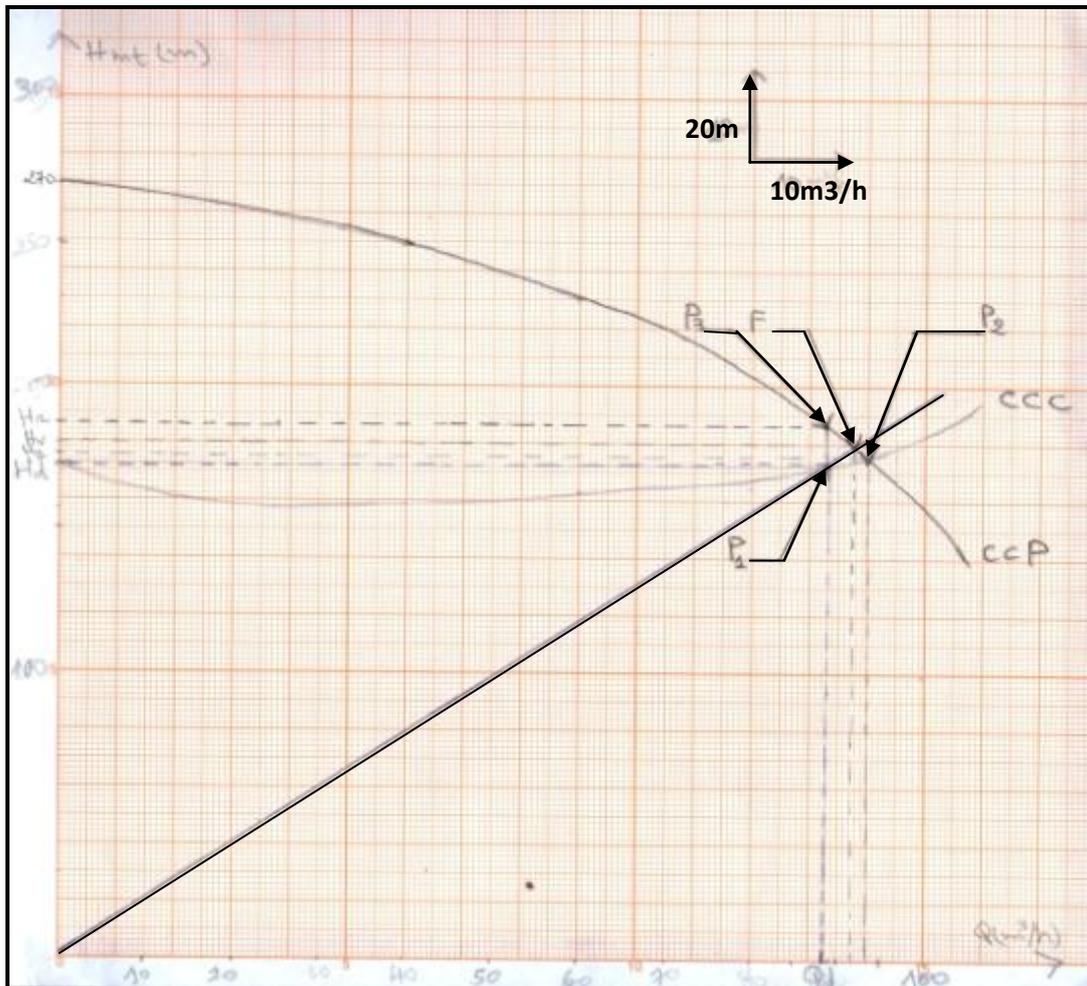


Figure7.12 : La courbe caractéristique de la conduite et de la pompe choisie

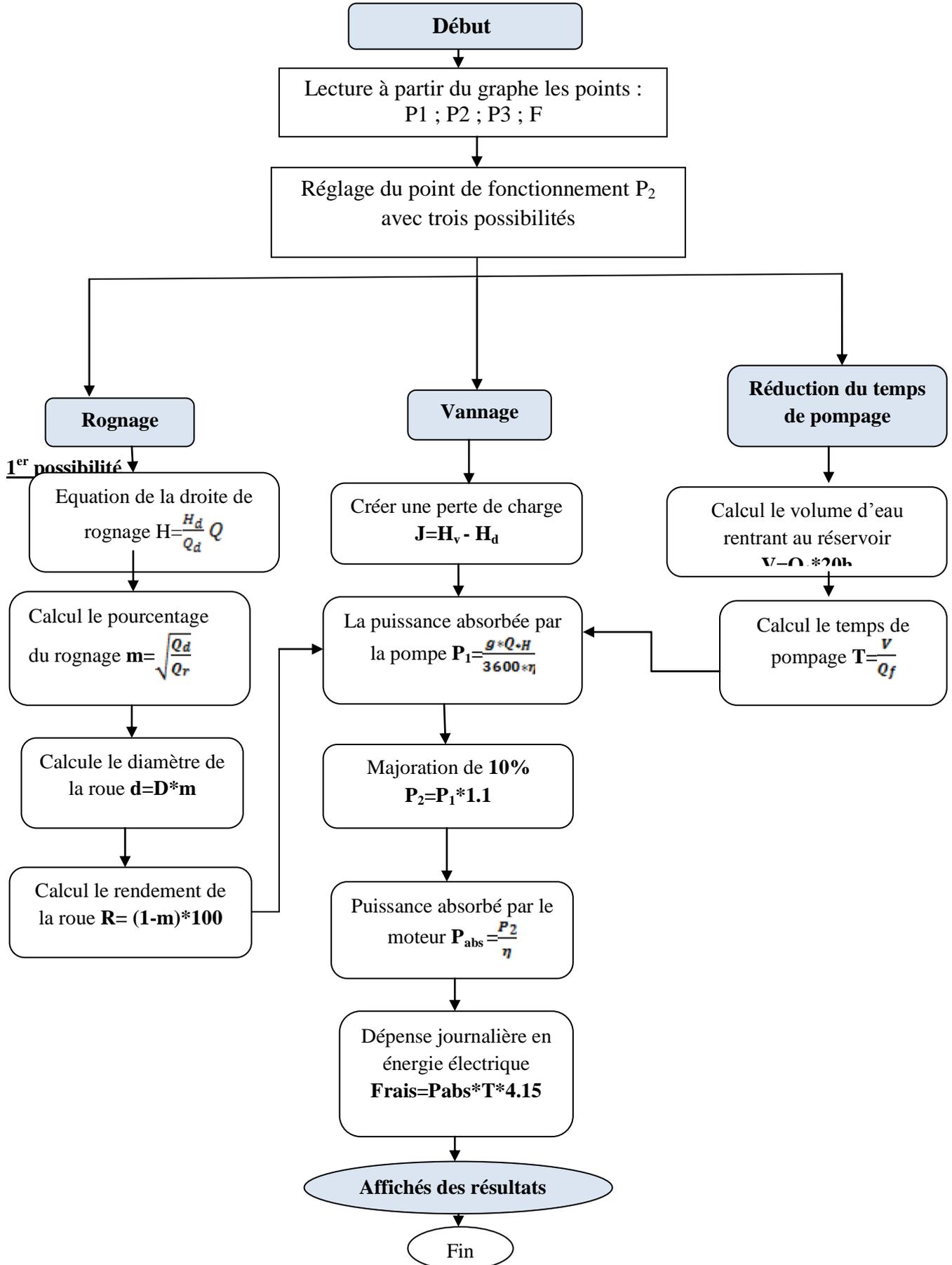
A. Détermination du point de fonctionnement de la pompe choisie

D'après la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite on lit les points suivants :

Point P₁ (point de fonctionnement désiré)		
Q ₁ (m ³ /h)	H ₁ (m)	η ₁ (%)
88,92	172,29	70
Point P₂ (point de fonctionnement)		
Q ₂ (m ³ /h)	H ₂ (m)	η ₂ (%)
94	175	71
Point P₃ (point de rognage)		
Q ₃ (m ³ /h)	H ₃ (m)	η ₃ (%)
88,92	188	71
Point F (point de vannage)		
Q _F (m ³ /h)	H _F (m)	η _F (%)
93	180	71
le temps de pompage (h)	20	

Le point P₂ se trouve décalé du point P₁ désiré, pour ramener cette pompe aux coordonnées de marche désirées, on procède à la comparaison des différents moyens de rapprochement de ce point ; suivant l'organigramme ci-dessous :

B. Organigramme pour la détermination du point de fonctionnement



1^{er} possibilité

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est réduire le temps de pompage

Tableau 7.22: Résultat de réduction de temps de pompage

Réduction du temps de pompage	
volume rentrant dans le réservoir V (m ³)	1778,4
temps de pompage t (h) de Q_2	18,919
la puissance absorbée par la pompe condition de marche P_1 (KW)	62,258
Majoration de 10%	68,484
Puissance absorbé par le moteur 90 % P_1(KW)	76,09
Dépense journalière en énergie électrique (DA)	6003,26

2^{ème} possibilité

Consiste à garder la caractéristique de la pompe sur le refoulement de manière à créer une perte de charge.

Tableau7.23 : Résultat de vannage

Vannage	
Perte de charge créer J	12,71
la puissance absorbée par la pompe condition de marche P_2 (KW)	63,26
Majoration de 10%	69,59
Puissance absorbé par le moteur 90 % P_2(KW)	77,32
Dépense journalière en énergie électrique (DA)	6449,22

3^{ème} possibilité

Rognage de la pompe de façon à faire passer la courbe caractéristique de la pompe par le point P_1 , en gardant la même vitesse de rotation. (tableau7.24)

Tableau7.24 : Résultat de rognage

Rognage	
Equation de droite de rognage H	1.94Q
Le coefficient m	0,97
Le pourcentage de rognage (%)	2.16
la puissance absorbée par la pompe condition de marche P ₃ (KW)	57.98
Majoration de 10%	63.78
Puissance absorbé par le moteur 90 % P₃(KW)	70.86
Dépense journalière en énergie électrique (DA)	5910,30

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée :

Tableau7.12 : récapitulatif de dépense journalière électrique

Solution	Dépense journalière électrique (DA)
Réduction du tems de pompage	6003.26
Vannage	6449,22
Rognage	5910.30

La modification la plus économique pour ramener le point de fonctionnement P₂ au point désiré P₁ est le rognage.

Les dépenses électriques journalières seront de : **5910.30DA**.

Conclusion.

On conclusion ; pour notre projet nous projetons trois pompe immergée identique dans chaque forage de type MS6000 avec trois de secoure, pour une hauteur total Hmt=90m et un débit de Q=29l/s pour chaque pompe.

Pour la station de reprise nous avons choisie une pompe multicellulaire de type 65NM à 6 étage refoule à une hauteur total Hmt=176.63m et un débit de Q=24.7l/s ; avec une de secour.

Introduction

L'apparition du phénomène du coup de bélier dans une conduite d'écoulement peut engendrer à des dégâts néfastes pour les canalisations. Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens pour limiter ses effets, afin d'augmenter la durée de vie de nos installations, et d'assurer un bon fonctionnement de ces dernières ; cela fera l'objet de ce chapitre.

8.1. Définition

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire causé par une modification rapide du régime d'écoulement, qui engendre des ondes de pression. Ces dernières se propagent le long de la canalisation et s'ajoutent algébriquement à la pression nominale initiale régnant en chaque point, causant ainsi soit des surpressions ou des dépressions dangereuses pour la conduite et son équipement (Michel, 1994).

✓ Les causes principales de ce phénomène sont :

- fermeture rapide d'une vanne ;
- arrêt brusque du groupe électropompe alimentant la conduite de refoulement débitant sur un réservoir ;
- démarrage de pompe.

✓ Les conséquences de ce phénomène :

- rupture de la conduite par écrasement ou éclatement ;
- détérioration des accessoires ;
- déboitement de la conduite.

8.2. 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 essaiera d'explicitier le phénomène durant la période d'oscillation de l'onde de pression. (Moussa; 2002)

Prenons le cas d'une pompe (figure 8.1) refoulant un débit donné dans une conduite de longueur L , qui se trouve brusquement arrêtée. Quatre phases peuvent alors être envisagées :

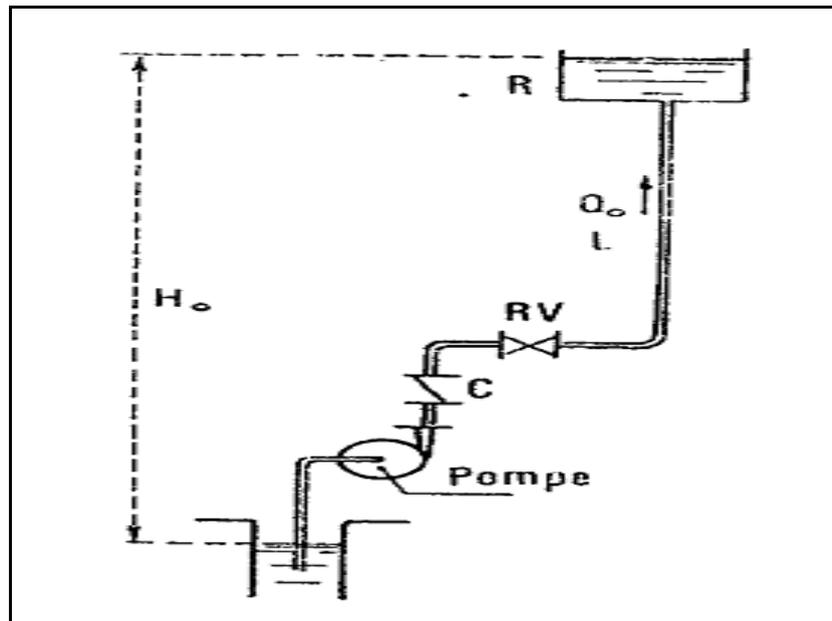


Figure 8.1 : Coup de bélier dans une conduite de refoulement

1^{re} phase

Par suite de son inertie, la colonne d'eau va poursuivre son chemin ascendant, mais, n'étant plus alimentée, il va en résulter une dépression (l'eau se déprime).

Chaque tranche de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Une onde de dépression prend alors naissance au dépend de la pompe -et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse a . Pour atteindre le réservoir, l'onde met un temps égal à L/a au bout duquel la conduite est en dépression sur toute sa longueur et l'eau est immobile.

2^{ème} phase

Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche en partant du réservoir. L'eau revient alors dans la conduite et, au bout d'un nouveau temps L/a (soit $2L/a$ à partir du début du phénomène), toute l'eau est descendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe.

3^{ème} phase

A cause de cet arrêt, l'eau en contact avec le clapet se trouve comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches d'eau vont subir le même sort, et l'onde de pression gagne toute la canalisation, jusqu'au réservoir, de proche en proche. Au bout d'un nouveau temps L/a (soit $3L/a$ à partir du début du phénomène) toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée et immobile.

4ème phase

Grâce à l'élasticité de la conduite, agissant comme un ressort, celle-ci reprend son diamètre initial, de proche en proche en partant du réservoir. Au bout d'un nouveau temps L/a (soit $4L/a$ à partir du début du phénomène) nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc de $T = 4L/a$. Le phénomène est amorti par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite. Dans le cas d'un arrêt brusque d'une pompe, le phénomène du coup de bélier est donc caractérisé, tout d'abord, par une dépression, puis par une surpression.

L'analyse du phénomène, dans le cas d'une fermeture rapide d'une vanne située à l'extrémité d'une conduite d'adduction en provenance d'un réservoir est exactement le même sauf qu'il commence par une surpression puis une dépression (phases 3ème, 4ème ensuite 1^{re} et 2ème).

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 $T = \frac{4.L}{a}$.

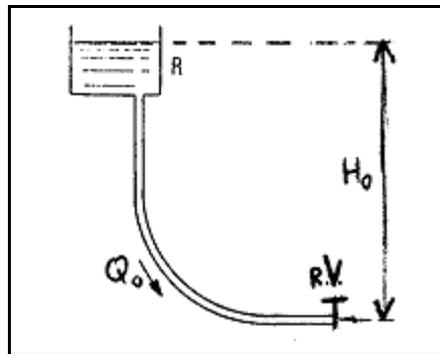


Figure 8.1 : Coup de bélier dans une conduite gravitaire

8.6. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les effets du phénomène ne peuvent être totalement supprimés mais il convient de les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants : (Dupond ; 1979) ;

- Les volants d'inertie, qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge, qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre, qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

8.6.1. Volants d'inertie

Le volant d'inertie est un disque, de grande inertie, dont la masse est concentrée près de la périphérie. Calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment de l'arrêt du moteur. Il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement. Les caractéristiques géométriques du volant ($R_1 > R_2$, f , et la masse) sont déterminées en fonction de la puissance de la pompe et du temps d'arrêt minimum pour limiter suffisamment la valeur du coup de bélier (Moussa ;2002).

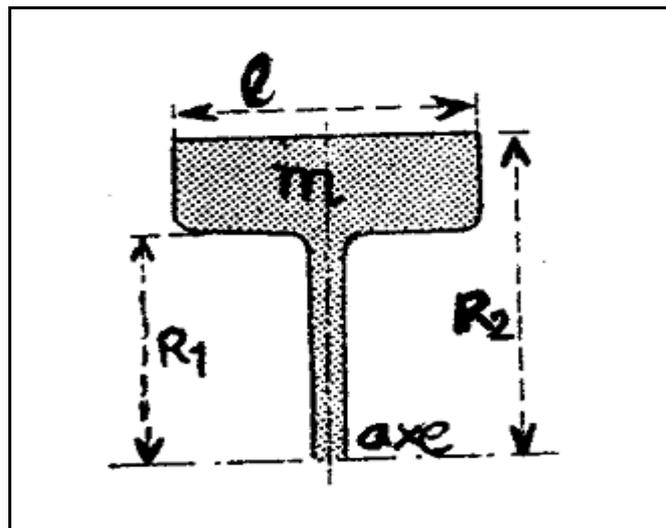


Figure 8.2 : Volants d'inertie

8.6.2. Soupape de décharge

C'est un ressort à boudin qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette

Surpression. Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduit dépasse de 5 % la pression maximale de fonctionnement normal.

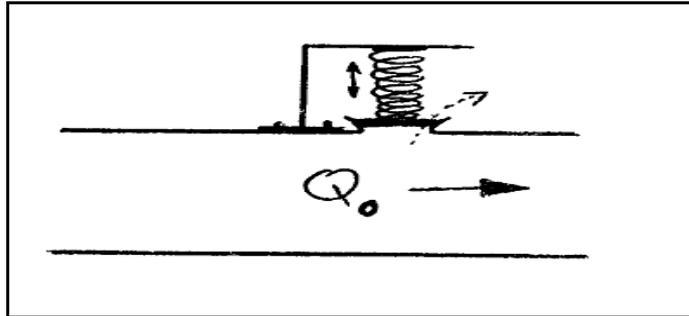


Figure8.3 : Soupape de décharge

8.6.3. Cheminées d'équilibre

A la place d'un réservoir d'air sous pression, on peut utiliser un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera donc le même rôle que le réservoir d'air. Elles sont très rarement utilisées, puisque leur hauteur devrait être énorme. Par contre, elles peuvent trouver leur emploi sur le tracé de la conduite si celui-ci comporte des points hauts

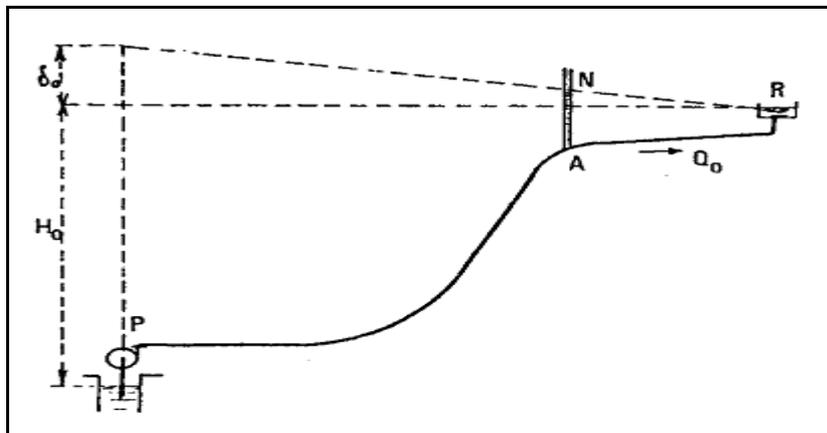


Figure8.4: Cheminées d'équilibre

8.6.4. Le réservoir d'air

C'est un réservoir placé sur la conduite et contenant de l'eau et de l'air sous pression. La pression dans l'air, en marche normale, équilibre la pression dans la conduite. En cas de coup de bélier, ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite de la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air). Ainsi, il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression.

A cause de sa simplicité et de son efficacité, le réservoir d'air est le moyen de protection contre les coups de bélier le plus utilisé en alimentation en eau.

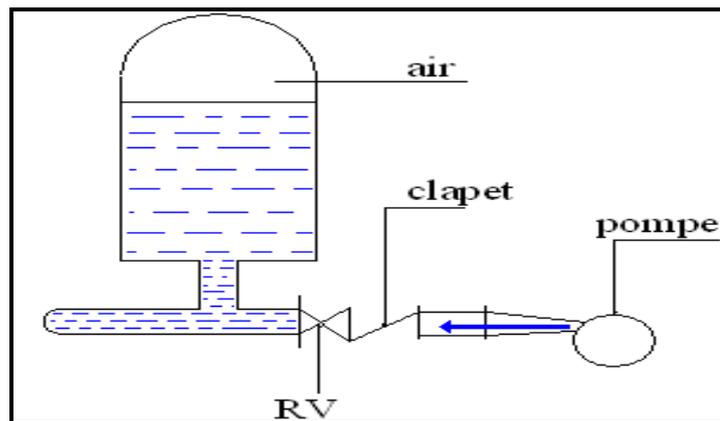


Figure8.5 : installation du réservoir d'air

8.7. Protection des conduites contre le coup de bélier

8.7.1. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air (Dupont ; 1979).

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de Puech et Meunier**

Cette méthode utilise l'abaque de Puech et Meunier. Elle est valable dans le cas du mouvement d'onde ; les abaques (48 graphiques) fournissent :

- ✓ des pressions minimales le long de la canalisation ;
- ✓ la pression maximale au droit de la pompe.

Les conditions d'utilisation de ces abaques sont :

- le réservoir d'air disposé à la station de pompage ;
- la canalisation à caractéristiques de pompage ;
- le réservoir d'arrivée à niveau constant ;
- la loi de détente de l'air est $P.V^{1.2} = \text{constante}$.

- **Méthode de Bergeron**

Pour le dimensionnement du réservoir d'air U_0 , nous tracerons l'épure de Bergeron au niveau de la pompe qui détermine à la fois la dépression et la surpression.

C'est la méthode la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

• Méthode de Vibert

La méthode de Vibert est une méthode graphique simplifiée permet la détermination du volume d'air établie pour des installations modestes ($Q \leq 30$ l/s, $L \leq 1200$ m); donc elle est valable dans le cas de mouvement de masse, cette méthode donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoir d'air importants dans le cas de grandes installations. (Moussa ; 2002)

8.7.2. Choix de la Méthode

Etant donné que notre cas le débit est de 24.7l/s et la longueur équivalente de la conduite est de 583.69 m ; les conditions d'application de la méthode de Vibert sont bien satisfaits.

Vibert à considérer les hypothèses simplificatrices suivantes :

- les pertes de charge dans la conduite de refoulement sont négligeables ;
- l'élasticité de la conduite de refoulement est négligeable ;
- la compressibilité de l'eau est négligeable ;
- le dispositif ne dispose pas d'organe d'étranglement ;

Vibert à considérer ces hypothèses pour qu'il arrive à une expression simple (8.1) qui donne le volume d'air U_0 contenu dans le réservoir en régime de marche normale.

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{v_0^2}{2gz_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \quad (8.1)$$

avec :

$$f(Z/Z_0) = \left[\frac{Z_0}{z_{min}} - 1 - \log \frac{z_0}{z_{min}} \right] \quad (8.2)$$

v_0 : la vitesse moyenne dans la conduite en marche normale (en m/s) ;

L : la longueur de la conduite (en m) ;

S : la section de la conduite (en m²) ;

U_0 : volume d'air(en m³).

Ce volume d'air U_0 est à la pression absolue Z_0 exprimée en mètres d'eau (c'est la pression dans la conduite) qui donnée par la relation suivante :

$$Z_0 = Hg + 10 \quad (8.3)$$

Cette expression (8.1) fait l'objet d'un abaque de Vibert (Annexe E), dans lequel

$$h_0 = \frac{v_0^2}{2g}. \quad (8.4)$$

A la fin de la dépression qui représente la première phase du phénomène, l'air occupe dans la cloche un volume plus grand qu'en marche normale et sa pression diminue ; elle sera notée Z_{\min} .

A la fin de la surpression qui représente la deuxième phase du phénomène, l'air occupe dans la cloche un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression est plus grande ; elle sera notée Z_{\max} .

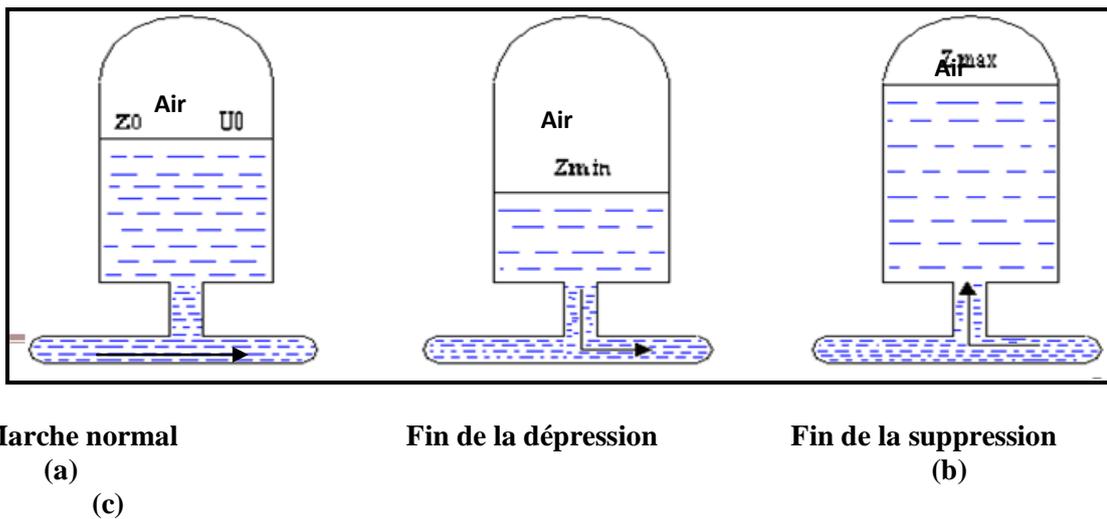


Figure 8.6 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

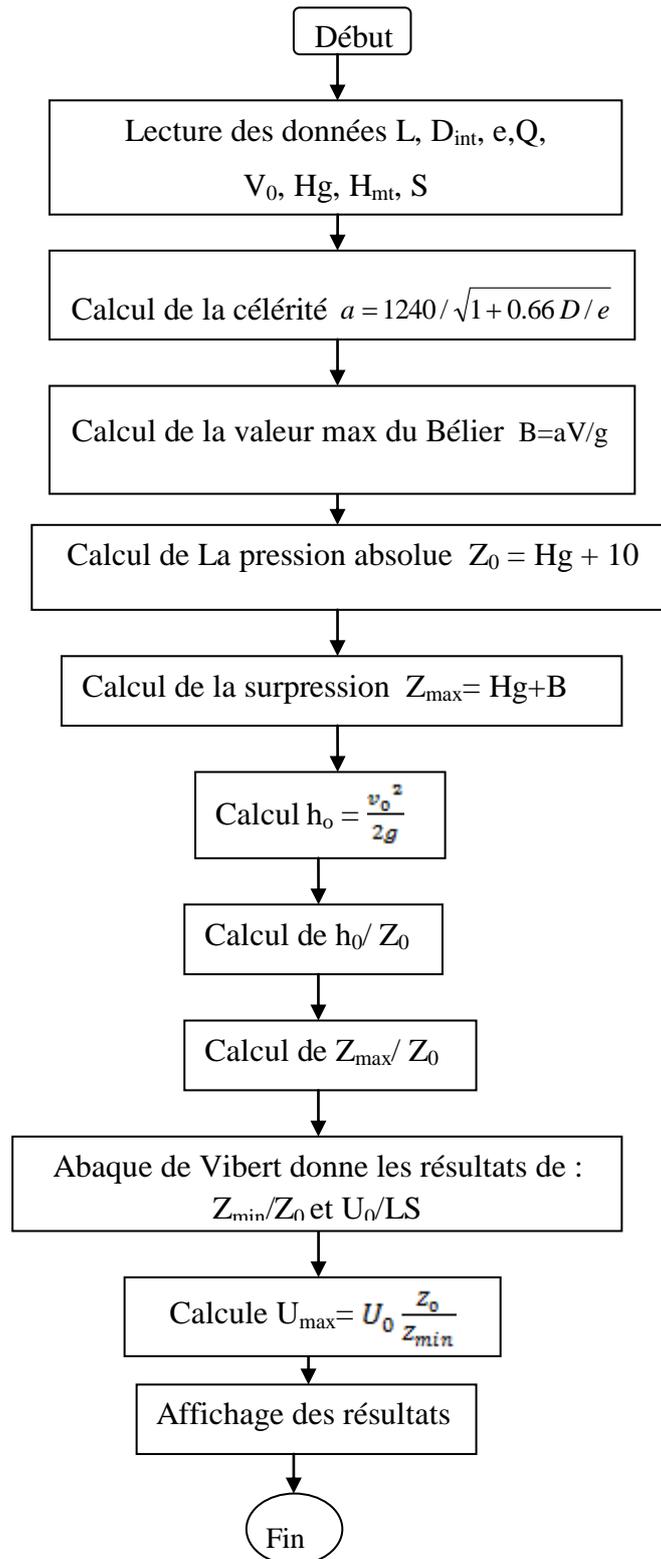
Z_{\min} et Z_{\max} correspondent également aux pressions minimale et maximale dans la conduite de refoulement. La valeur tient compte donc du coup de bélier. Soit b la valeur du coup de bélier, alors : $Z_{\min} = Hg - B$ et $Z_{\max} = Hg + B$.

Connaissant $\frac{Z_{\max}}{z_0}$ et $\frac{h_0}{z_0}$, la droite liant ces deux ordonnées, correspond aux deux échelles, coupe la troisième échelle en un point dont la lecture nous donne la valeur de $\frac{U_0}{Ls}$ (**Annexe F**) ; ce qui nous donne la valeur de U_0 .

Afin qu'il reste encore de l'eau dans ce réservoir, même quand U aura atteint sa valeur maximale, il sera calculé pour une capacité U_{\max} (figure 8.4), donné par la relation suivante :

$$U_{\max} = U_0 \frac{z_0}{z_{\min}} \quad (8.5)$$

8.7.3. Organigramme de calcul de coup de bélier



8.7.4. Protection de la conduite reliant les trois forage et le réservoir R1

En appliquant les étapes décrites par l'organigramme précédent sur notre conduite de refoulement reliant les trois forages et le réservoir projeté, on détermine la capacité du réservoir d'air qui sera installé à l'aval de la conduite de refoulement.

Tableau 8.1 : caractéristique de la conduite

L (m)	D _{int} (mm)	e (mm)	S (m ²)	V ₀ (m/s)	Q (l/s)	Hg (m)
583.69	163,6	18,2	0,021	1,142	24,7	73.16

Tableau8.2 : Dimensionnement du réservoir d'air

Désignation	Valeurs	unité
Célérité a	470,94	m/s
valeur de coup de bélier B	54,82	m
pression absolue Z ₀	83.16	m
surpression Z _{max}	127.98	m
Valeur h ₀	0,07	/
h ₀ /Z ₀	0,0008	/
Z _{max} /Z ₀	1,539	/
Abaque de VIBERT donne		
Z _{min} /Z ₀	0,71	/
U ₀ /LS	0.01	/
le volume d'air U ₀	1.221	m ³
le volume d'air U _{max}	1.878	m ³

Marche normal

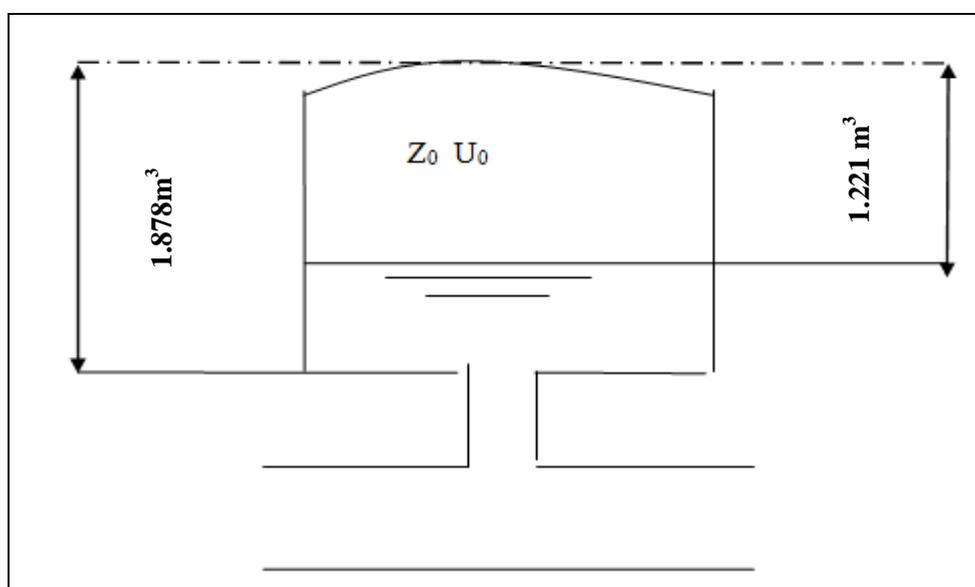


Figure 8.4 : Capacité du réservoir d'air.

La considération de la valeur de Z_{\min} / Z_0 permet de trouver la valeur de la dépression à l'origine du refoulement.

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,71 ;$$

donc :

$$Z_{\min} = 59.04 \text{ m}$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}}$$

$$U_{\max} = 1.878 \text{ m}^3.$$

Si nous voulons qu'il reste encore d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume U_{\max} totale égale à : 1878 litres.

Conclusion

Pour que la conduite qui reliant les trois forages et le réservoir de transit soit protégée sur toute sa longueur ; que se soit dans le sens (R_1 , conduite) d'une surpression et dans le sens contraire d'une dépression, il est nécessaire de l'équiper d'un réservoir (eau + air comprimé) d'un volume total 1.878 m^3 avec un volume d'air en fonctionnement normal $U_0 = 1.221 \text{ m}^3$.

Conclusion générale

Dans notre étude qui interprète la conception d'un système d'adduction, pour l'approvisionnement en eau potable de la communes d'Ait Toudert, nous avons été guidé par des impératifs techniques, aux quels doivent répondre les divers installations tout en ayant vu les considérations techniques et économiques du projet pour assurer sa durabilité ou sa résistance.

L'étude des différentes catégories des besoins en eau est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan de développement national (PDAU, 2008), faisant l'objet de l'estimation en eau de la population. L'évolution des besoins des équipements publics et les besoins industriels dans les différents horizons, sont estimé par rapport aux besoins domestiques.

Puisque le but de notre projet étant le renforcement d'alimentation en eau potable de la commune d'Ait Toudert, nous avons procédé à la détermination de la dotation réelle, afin d'illustrer le déficit des besoins et de combler avec une dotation complémentaire. Ainsi, nous avons utilisé les volumes facturés de la dernière année écoulée ; de manière à déterminer le débit maximum journalier à horizon 2043; c'est celui qui est retenue pour dimensionner le réseau d'adduction et les capacités des réservoirs.

Pour satisfaire l'ensemble des besoins en eau potable des villages d'Ait Toudert, nous proposons une chaine d'adduction complémentaire alimentée à partir des forages implantés sur la nappe « Ouacif Larbâa ». Le nombre de forage nécessaires pour couvrir le déficit en eau estimé à 24, 70 l/s est de trois, Les forges seront réalisés avec un rayon d'action de 120m.

Concernant la qualité de cette eau, les paramètres physico-chimiques obtenus à partir des analyses de l'eau des forages répondent bien aux normes de consommation arrêtées par l'OMS. Par contre, les paramètres bactériologiques sont de mauvaise qualité ; d'où la nécessité d'une désinfection avant toute distribution, pour une destruction ou inactivation de ces germes pathogènes. Par conséquent, on peut procéder soit par chlore ou ses dérivés, ou par l'Ozone (voie chimique), ou bien par le chlore actif ou les rayonnements absorbants (voie physique). La désinfection par le Chlore est plus répandue. Elle consiste à maintenir un taux de chlore résiduel libre compris entre 0.2 et 0.4mg/l.

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement, gravitaire), à été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population ; c'elle ci nous permet de calcul les diamètres économique nécessaire avec des frais minimum.

Conclusion générale

Pour la réussite totale du projet, la pose des conduites ne doit subir aucune défaillance, la bonne mise en œuvre du réseau sa diffère selon le tracé, l'importance du réseau, la nature du sol, cet ensemble de critères du cite doit être respecter. Le problème de corrosion éliminé d'une manière significative, par le choix d'un nouveau matériau qui est le tube polyéthylène à haute adhérence (PEHD) qui représente le meilleur matériau pouvant être préconisé pour les conduites d'adduction car il présente une meilleure résistance à la corrosion.

Vue l'importance de stockage des réservoirs existant, il s'avère impératif de projeté deux réservoirs ; un réservoir de transit R_1 de capacité 400 m^3 , et un autre réservoir R_2 dans la zone d'étude Tourirt de capacité 800m^3 qui sera jumelé avec le réservoir existant de capacité 100m^3 .

Pour les pompes:

Nous avons choisie pour Les forages d'Ouacif refoulant vers le réservoir de transit R_1 , trois pompes verticales, une pompe immergée dans chaque forage de type MS6000 de trois étage plus une de secoure, pour relevé un débit total de 24.7l/s. Pour la station de reprise nous avons choisie une pompe multicellulaire "Jeumont Schneider" pour relevé un débit total de 24.7l/s avec une hauteur de 172.29m, plus une autre de secours.

Enfin, Pour que la conduite reliant les forages et le réservoir de transit soit protégée sur toute sa longueur, que se soit dans le sens (SR, conduite) par une surpression ou dans le sens contraire par une dépression, il devient nécessaire de l'équiper d'un réservoir (eau + air comprimé) d'un volume total 1.878 m^3 avec un volume d'air en fonctionnement normal,

$$U_0 = 1.221\text{m}^3.$$

Annexe A

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	35	/
	mg/l Ca Co ₃	350	/

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 C

GAMME DE PRIX TUBE PEHD EAU (selon la norme groupe CHIALI)

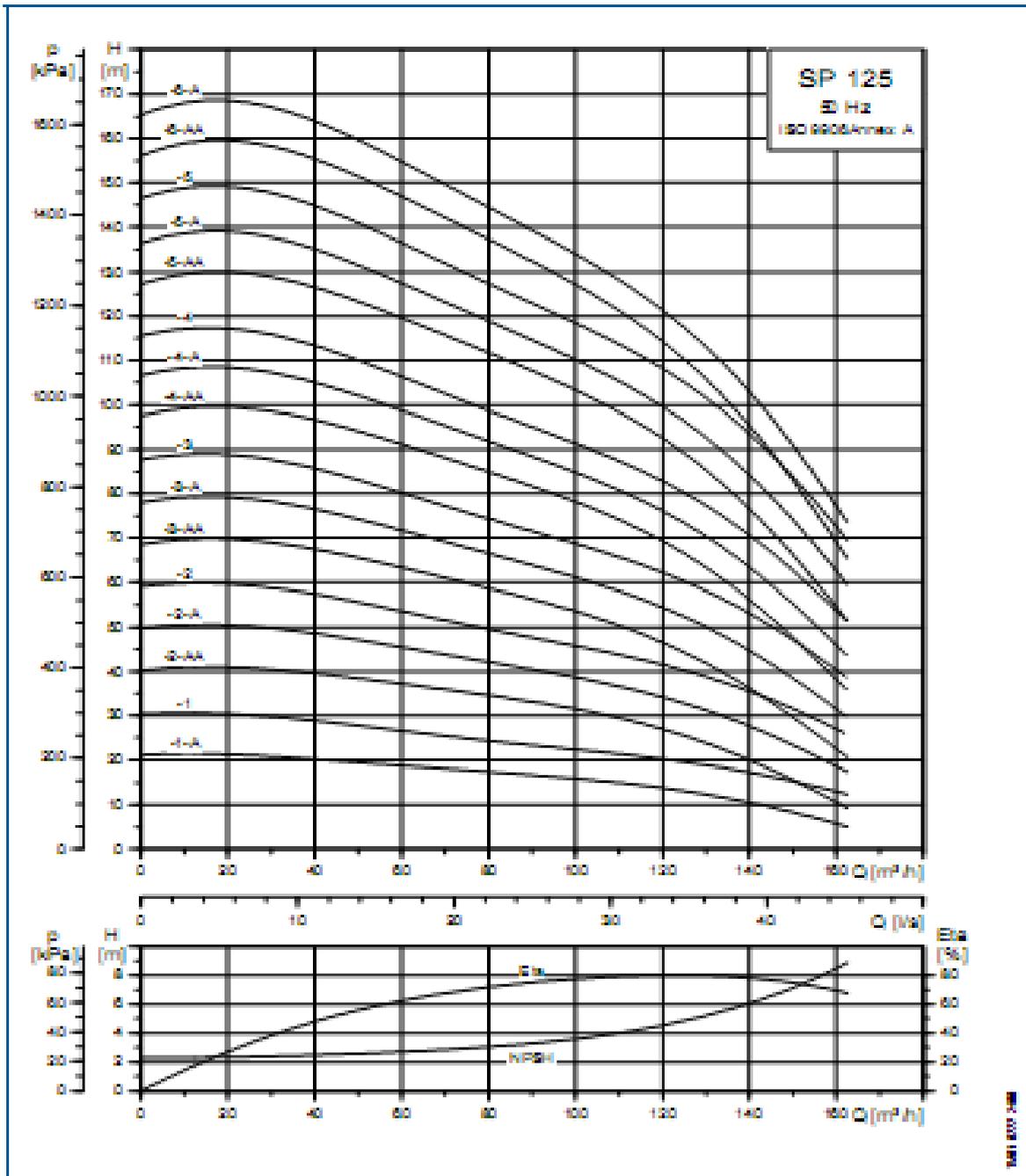
TUBE PEHD EAU POTABLE PN10							
Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 003 0161	Tube	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube	20	2,0	PE80	10 Bars	26,31	30,78
11 003 0251	Tube	25	2,0	PE80	10 Bars	33,85	39,60
11 003 0321	Tube	32	2,4	PE80	10 Bars	52,60	61,54
11 003 0401	Tube	40	3,0	PE80	10 Bars	82,33	96,33
11 003 0501	Tube	50	3,7	PE80	10 Bars	125,79	147,17
11 003 0631	Tube	63	4,7	PE80	10 Bars	198,97	232,79
11 003 0751	Tube	75	5,6	PE80	10 Bars	281,31	329,13
11 007 0901	Tube	90	5,4	PE100	10 Bars	335,47	392,50
11 007 1101	Tube	110	6,6	PE100	10 Bars	495,40	579,62
11 007 1251	Tube	125	7,4	PE100	10 Bars	631,13	738,42
11 007 1601	Tube	160	9,5	PE100	10 Bars	1 033,79	1 209,53
11 007 2001	Tube	200	11,9	PE100	10 Bars	1 617,42	1 892,38
11 007 2501	Tube	250	14,8	PE100	10 Bars	2 510,95	2 937,81
11 007 3151	Tube	315	18,7	PE100	10 Bars	4 003,95	4 684,62
11 007 4001	Tube	400	23,7	PE100	10 Bars	6 424,42	7 516,57
11 007 5001	Tube	500	29,7	PE100	10 Bars	10 021,19	11 724,79

TUBE PEHD EAU POTABLE PN16							
Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube	20	2,3	PE80	16 Bars	29,61	34,64
11 004 0251	Tube	25	3,0	PE80	16 Bars	48,03	56,20
11 004 0321	Tube	32	3,6	PE80	16 Bars	75,47	88,30
11 004 0401	Tube	40	4,5	PE80	16 Bars	116,64	136,47
11 004 0501	Tube	50	5,6	PE80	16 Bars	180,68	211,40
11 004 0631	Tube	63	7,1	PE80	16 Bars	288,17	337,16
11 004 0751	Tube	75	8,4	PE80	16 Bars	404,81	473,63
11 008 0901	Tube	90	8,2	PE100	16 Bars	488,62	571,69
11 008 1101	Tube	110	10,0	PE100	16 Bars	721,62	844,30
11 008 1251	Tube	125	11,4	PE100	16 Bars	934,26	1 093,08
11 008 1601	Tube	160	14,6	PE100	16 Bars	1 526,93	1 786,51
11 008 2001	Tube	200	18,2	PE100	16 Bars	2 397,85	2 805,48
11 008 2501	Tube	250	22,7	PE100	16 Bars	3 709,88	4 340,56
11 008 3151	Tube	315	28,6	PE100	16 Bars	5 881,51	6 881,37
11 008 4001	Tube	400	36,3	PE100	16 Bars	9 500,90	11 116,05
11 008 5001	Tube	500	45,4	PE100	16 Bars	14 816,89	17 335,76
11 008 6301	Tube	630	57,2	PE100	16 Bars	22 513,76	26 341,10

TUBE PEHD EAU POTABLE PN20							
Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 009 0901	Tube	90	10,1	PE100	20 Bars	593,37	694,24
11 009 1101	Tube	110	12,3	PE100	20 Bars	878,66	1 028,03
11 009 1251	Tube	125	14,0	PE100	20 Bars	1 103,46	1 291,05
11 009 1601	Tube	160	17,9	PE100	20 Bars	1 802,91	2 109,40
11 009 2001	Tube	200	22,4	PE100	20 Bars	2 875,61	3 364,46
11 009 2501	Tube	250	27,9	PE100	20 Bars	4 473,17	5 233,61
11 009 3151	Tube	315	35,2	PE100	20 Bars	7 021,79	8 215,49
11 009 4001	Tube	400	44,7	PE100	20 Bars	10 958,68	12 821,66
11 009 5001	Tube	500	55,8	PE100	20 Bars	17 092,93	19 998,73

Annexe D

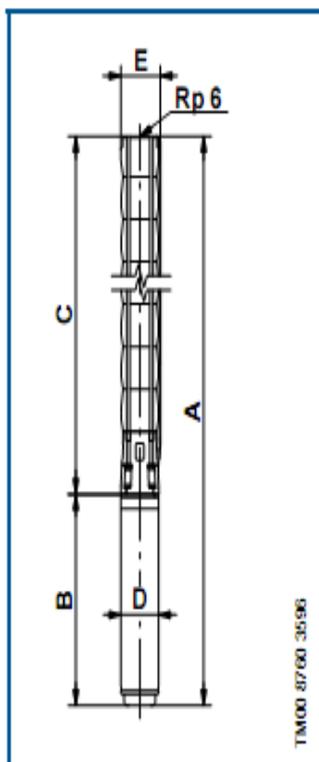
Catalogue des pompes immergées



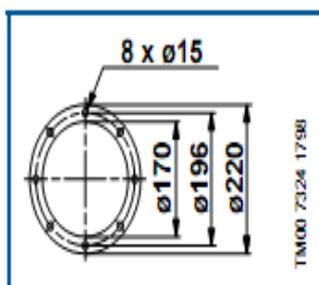
Caractéristiques techniques

Pompes immergées
SP 125

Dimensions et poids



TM00 8760 3596

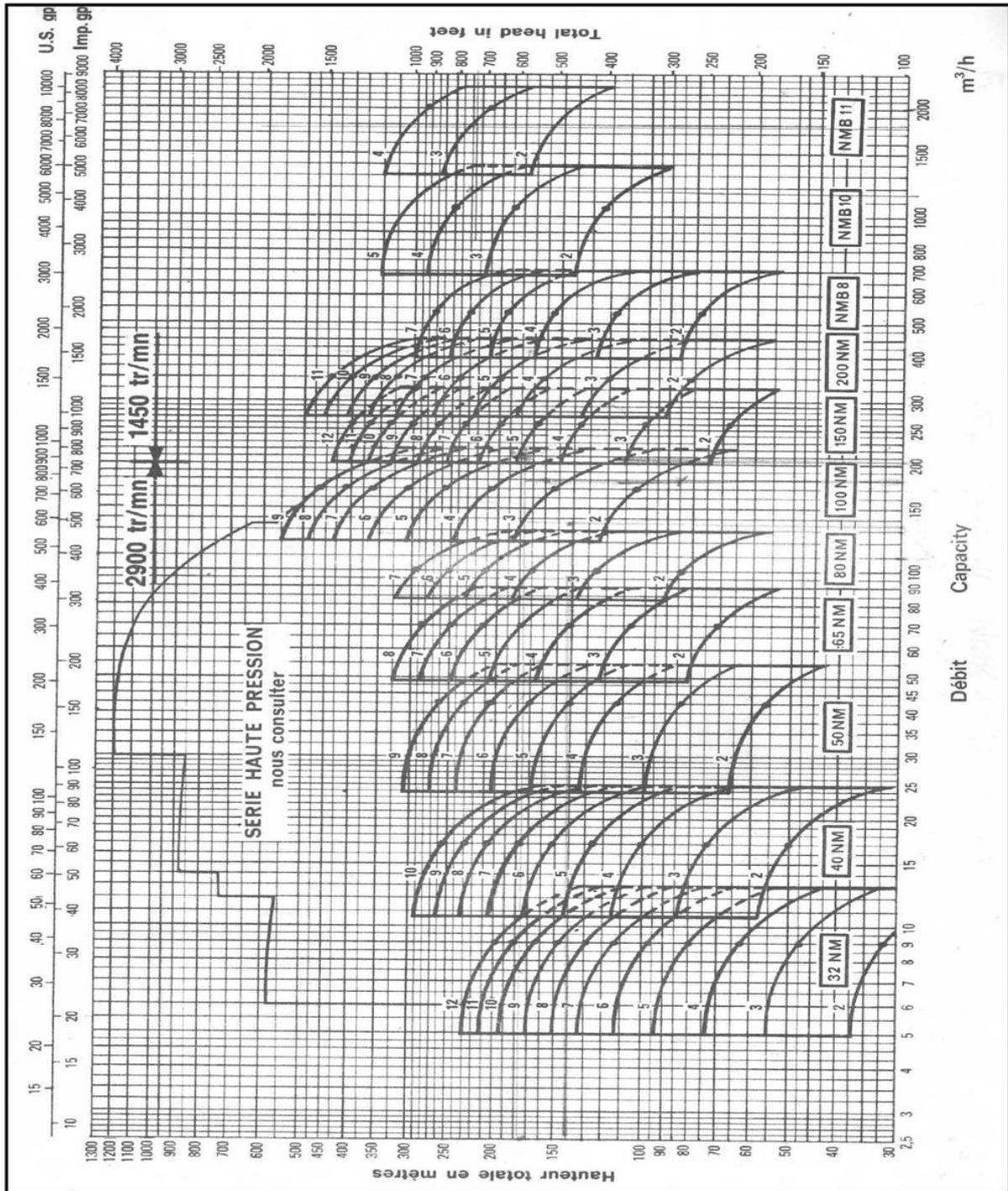


TM00 7324 1798

Type de pompe	Moteur		Dimensions [mm]										Net poids [kg]
	Type	Puissance [kW]	Raccordement Rp6				Raccordement par bride Grundfos 6"				B	D	
			A	C	E*	E**	A	C	E*	E**			
SP 125-1-A	MS 6000	7,5	1225	651	211	218	1225	651	222	226	574	138	70
SP 125-1	MS 6000	11	1285	651	211	218	1285	651	222	226	634	138	79
SP 125-2-AA	MS 6000	13	1471	807	211	218	1471	807	222	226	664	138	88
SP 125-2-A	MS 6000	18,5	1561	807	211	218	1561	807	222	226	754	138	97
SP 125-2	MS 6000	22	1621	807	211	218	1621	807	222	226	814	138	103
SP 125-3-AA	MS 6000	22	1777	963	211	218	1777	963	222	226	814	138	109
SP 125-3-A	MS 6000	26	1837	963	211	218	1837	963	222	226	874	138	115
SP 125-3	MS 6000	30	1907	963	211	218	1907	963	222	226	944	138	123
SP 125-4-AA	MMS 8000	37	2544	1119	211	218	2544	1119	222	226	1425	144	176
SP 125-4-A	MMS 8000	37	2544	1119	211	218	2544	1119	222	226	1425	144	176
SP 125-4	MMS 8000	37	2544	1119	211	218	2544	1119	222	226	1425	144	176
SP 125-5-AA	MMS 8000	45	2545	1275	213	218	2545	1275	223	226	1270	192	236
SP 125-5-A	MMS 8000	45	2545	1275	213	218	2545	1275	223	226	1270	192	236
SP 125-5	MMS 8000	55	2595	1275	213	218	2595	1245	223	226	1350	192	251
SP 125-6-AA	MMS 8000	55	2781	1431	213	218	2781	1431	223	226	1350	192	257
SP 125-6-A	MMS 8000	55	2781	1431	213	218	2781	1431	223	226	1350	192	257
SP 125-6	MMS 8000	63	2921	1431	218	227	2921	1431	229	232	1490	192	283
SP 125-7-AA	MMS 8000	63	3077	1587	218	227	3077	1587	229	232	1490	192	289
SP 125-7-A	MMS 8000	63	3077	1587	218	227	3077	1587	229	232	1490	192	289
SP 125-7	MMS 8000	75	3177	1587	218	227	3177	1587	229	232	1590	192	308
SP 125-8-AA	MMS 8000	75	3333	1743	218	227					1590	192	314
SP 125-8-A	MMS 8000	75	3333	1743	218	227					1590	192	314
SP 125-8	MMS 8000	75	3333	1743	218	227					1590	192	314
SP 125-9-AA	MMS 8000	92	3729	1899	218	227					1830	196	366
SP 125-9-A	MMS 8000	92	3729	1899	218	227					1830	196	366
SP 125-9	MMS 8000	92	3729	1899	218	227					1830	196	366
SP 125-10-AA	MMS 8000	92	3885	2055	218	227					1830	196	372
SP 125-10-A	MMS 8000	92	3885	2055	218	227					1830	196	372
SP 125-10	MMS 8000	92	3885	2055	218	227					1830	196	372

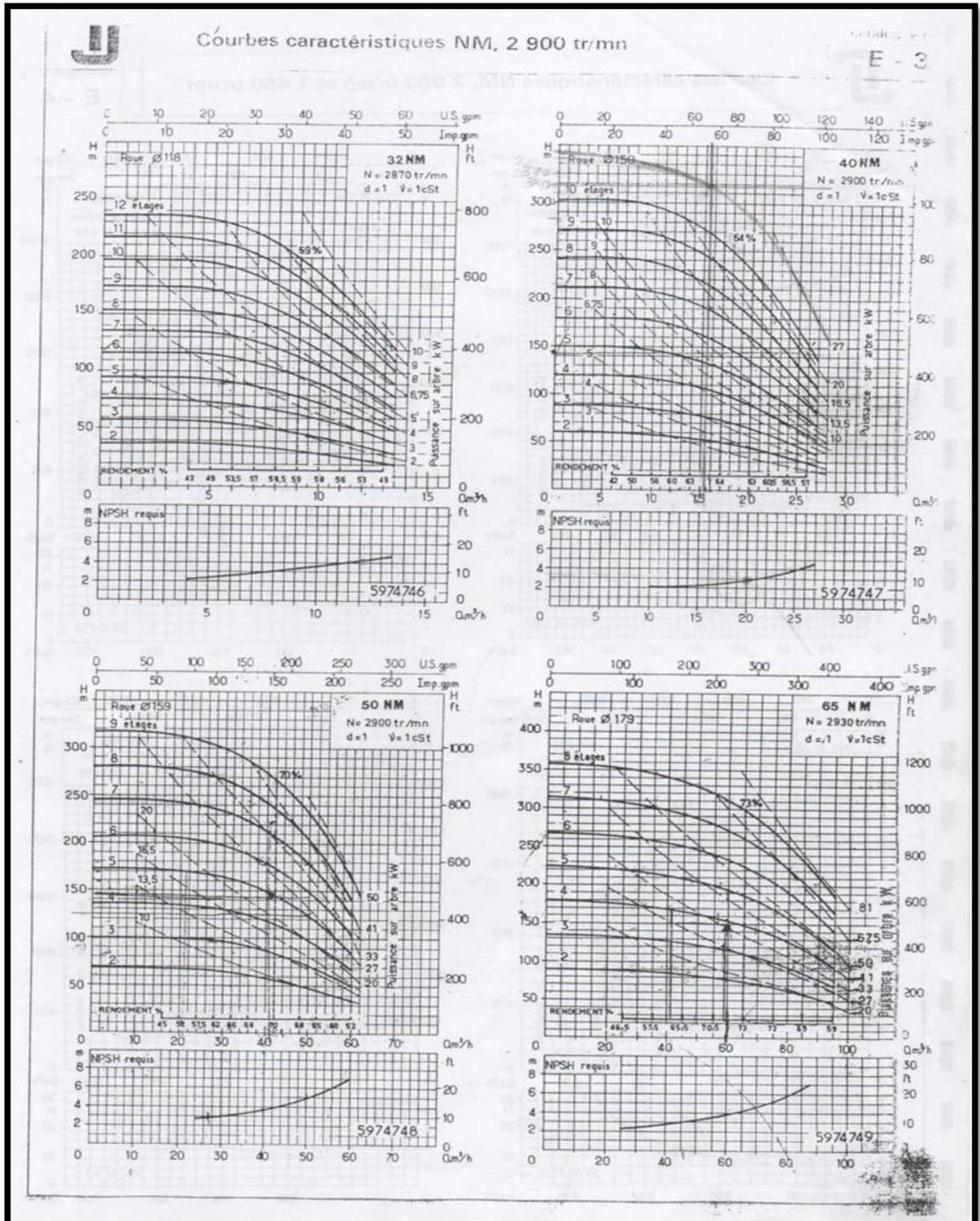
Annexe E-1

Catalogue des pompes Jeumont Schneider



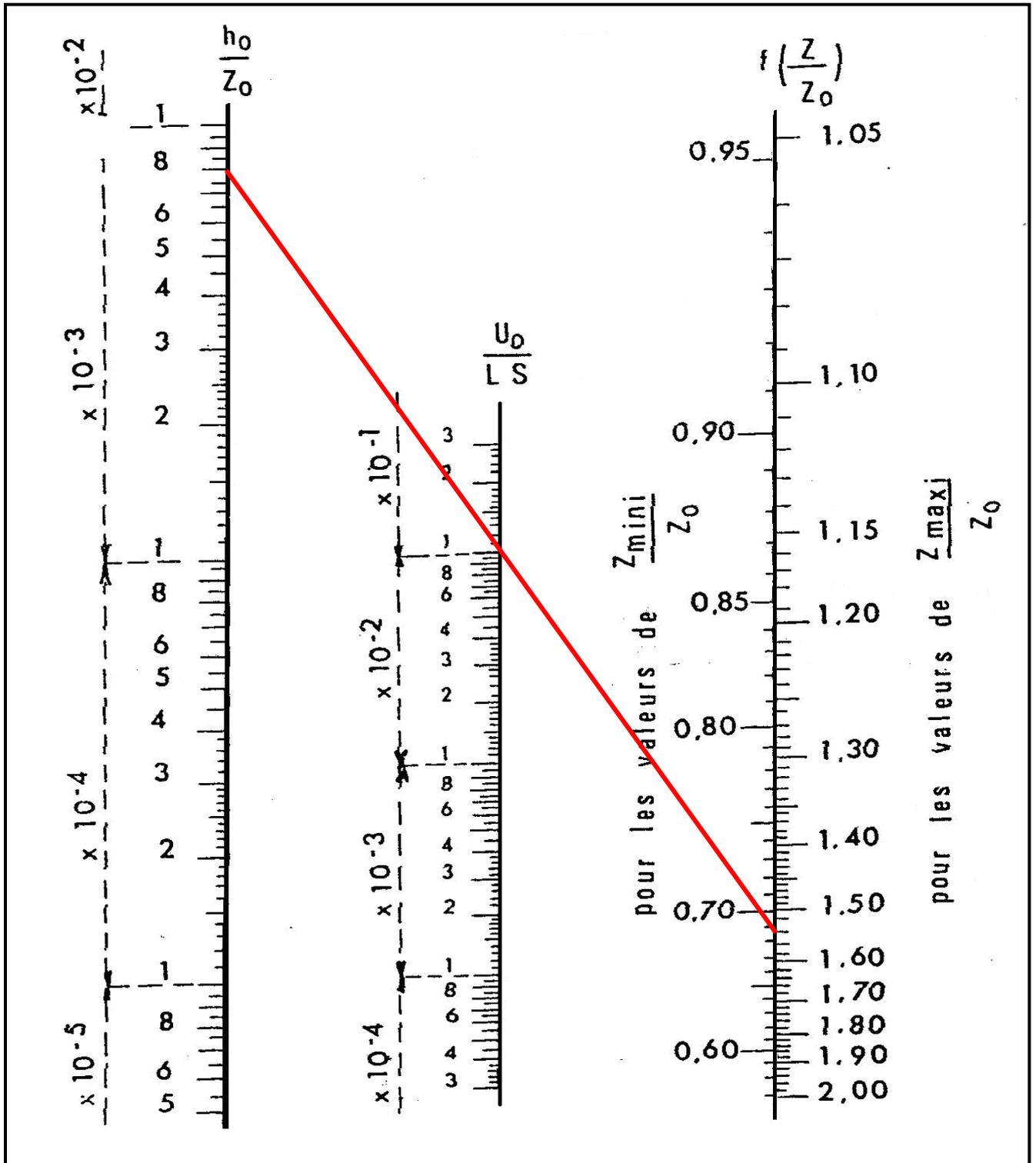
Annexe E-2

Catalogue des pompes Jeumont Schneider



Annexe F :

ABAQUE DE M.VIBERT



BONIN J, 1986: Hydraulique urbaine aux agglomérations de petite et moyenne importance, Edition EYROLLES, Paris.

BONIN J, 1986: Captage, Réseaux d'adduction, Réservoir, Réseaux de distribution, Equipements, Petites centrales hydraulique.

Bonvin J, 2005 : hydraulique urbaine I « captage-réseaux d'adduction- Réservoir, Réseaux de distribution, Equipements-pompes-petites centrales hydrauliques, Vd école d'ingénieur du canton de Vaud.

Bouslimi M, 2004 : polycopie de cour d'alimentation eau potable, Docteur à l'ESIER.

DUPONT A, 1981 : Hydraulique Urbaine, Tome 1 ; Hydrologie - captage et traitement des eaux, ed. Eyrolles, Paris 1981.

DUPONT A, 1979 : Hydraulique urbaine, Tome 2, Ouvrages de transport Elévation et distribution des eaux", ed. Eyrolles, Paris 1979, pp.237-300.

EUNIER M, 1980 : "Les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression", ed. Dunod, Paris 1980.

Moussa M, 2002 : polycopie d'alimentation eau potable, école nationale d'ingénieur de Tunis.

Michel A, 1994 : Exercices de mécanique des fluides, tome 2, turbomachine-construction graphiques, phénomène transitoires.

Rodier J, 1996: Analyse de l'eau, eaux naturelles, résiduaire, eau de mer. 8^{ème} édition Dunob Paris