

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master Professionnel
Spécialité : Génie civil

Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements.

THÈME

Renforcement du réseau d'AEP des villages Tharkouvth, Ighil Ouverouak, Thighilt Hamza, Thaazivth et Akouir

Proposé par: DHW de TIZI-OUZOU

Présenté par :

M^{me}: BAZIZ Liza
M^{elle}: BAYOU Hanane

Dirigé par :

M^r: DJEMAI Mohammed

Promotion: 2019-2020

Remerciements

Avant d'aller loin, nous remercions Dieu qui nous a donné la force et la sagesse pour achever ce modeste travail.

Nous adressons nos vifs remerciements et notre profonde gratitude à notre promoteur « Mr. DJEMAI.M » pour des conseils éclairés et des précieuses orientations.

Nous tenons à remercier « M^{me}.HAMMOUM.K » pour ces conseils, son aide et sa disponibilité.

Nos remerciements également « Mr.KHATAOUI » pour son aide et ces conseils précieux.

Tous nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger et d'apprécier notre travail.

Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Je tiens à remercier aussi mes amis de leurs aides.

Nos remerciements vont également à tout le personnel de :

- ❖ *La DHW de Tizi-Ouzou.*
- ❖ *L'APC de Tizi-Ouzou.*
- ❖ *L'unité de l'ADE de Tizi-Ouzou, en particulier M^{me} HAMADOU.N et BESSAID.M*
- ❖ *La Subdivision d'Hydraulique de Tizi-Ouzou, en particulier M^{me} CHABANE.K*
- ❖ *Les membres du bureau d'étude HAMEG.*

BAZIZ Liza

BAYOU Hanane

The background of the page is a textured, mottled brown and gold color. Scattered throughout are several vibrant red roses and individual red petals. Some roses are in full bloom, while others are buds. The petals are scattered in various directions, some near the roses and some further away. The overall composition is artistic and evocative.

Dédicace

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

A ma très chère mère, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien matériels et moral.

A mon très cher père, pour ces conseils, son soutien matériels et moral et pour tout ses efforts et les faveurs qu'il m'a accordé et qui m'ont donné la volonté de réaliser et de finir ce travail.

Et que Dieu les protège

A tous mes sœurs et frères.

A mon adorable Hania.

A mes très chères copines Hadjira , Abba et Nawel.

A mon binôme Liza.

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

BAYOU Hanane



Dédicaces

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail :

A ma mère et mon père lah yerahmu pour leurs sacrifices et soutiens, mes frères (Nacer et Lounes) et mes sœurs (Billynda, Sondra et Liliane) , mon marie «Madjid» et ma petite fille «Dania», tout mon respect et affection en témoignage de leur soutien, sacrifice, patience , ainsi que pour leurs conseils et leurs précieux aide morale et financière dont ils ont fait preuve pour que je réussisse , que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction ;

A ma famille «BAZIZ» et ma belle famille «DJEBLI»,

A tous mes amis mes collègues sans exception.

A mon binôme Hanane.

A la promotion de CHA 2019/2020

Et surtout une Spéciale Dédicace et un profond respect pour eux.

BAZIZ Liza

Liste Des Abréviations

A.E.P : Alimentation en Eau Potable.
ADE : Algérienne Des Eaux.
A.P.C : Assemblée Populaire Communale.
D.R.E.W : Direction des Ressources en Eau de Wilaya.
O.N.M : Office National de la Météorologie.
P.D.A.U : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme
R.G.P.H : Recensement générale de la population et de l'habitat
RN : Route Nationale.
CW: Chemin de Wilaya.
CR : Cote Radier (m).
Ca : Cote d'arrivée (m)
Cd : Cote de départ (m)
CTNam : Cote Terrain Naturel amont (m)
CTNav : Cote Terrain Naturel aval(m) .
Di : Dotation moyenne journalière de la consommation [l/hab.j]
D: Diamètre (m).
DA : Dinar Algérien.
Dext: Diamètre extérieur.
Dint : Diamètre intérieur
DN : Diamètre Nominal (m).
Déco : Diamètre économique (m).
Hg : Hauteur géométrique(m) .
Hmt : Hauteur manométrique totale(m).
Max : Maximum.
Min : Minimum.
Moy : Moyenne.
PE : Polyéthylène.
PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.
SP : Station de Pompage.
n : nombres d'années séparant l'année de référence a l'horizon considéré.
Ni : Nombre de consommateur.
P0 : population de l'année de référence (hab).
Pn : population future prise à l'horizon quelconque (hab).
Q : débit refoulé dans la conduite en (l/s).
Q max j : débit maximum journalier en m³/j
Q min j : débit minimum journalier en m³ /j
Q moy : Consommation moyenne journalière en eau potable (l/s)
Q moy j : débit moyen journalier en m³ /j
Q moy, h : débit moyen horaire en m³/h
e : Epaisseur de la conduite (mm).
Fam : frais d'amortissement (DA).
Fex : Frais d'exploitation (DA).

Liste Des Abréviations

- A** : coefficient d'annuité.
i: Taux d'annuité annuel.
n: nombre d'années d'amortissement.
Pue : Prix d'un kilo-watt-heur (DA).
 λ : Coefficient de pertes de charge.
j : Pertes de charge linéaire (m).
Re : nombre de Reynolds.
 ε : La rugosité.
JS : pertes de charge singulières(m).
Jt : pertes de charge totale (m).
Pabs : la puissance absorbée par la pompe.
E : l'énergie consommée par la pompe.
Pue : Prix unitaire du KWh fixé par la SONELGAZ (DA).
Ft : Le bilan des frais.
B : la valeur de coup de bélier(m).
a : La célérité des ondes du bélier (m/s).
K : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite.
 ρ : Masse volumique de l'eau.
 α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.
 β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.
Kmax.j : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
Kmin.j : Coefficient d'irrégularité minimal.
Kmax.h : Coefficients de variation de consommation maximum horaire.
Kmin.h : Coefficients de variation de consommation minimum horaire.
L : Longueur de la conduite en (m).
Pmax : la pression maximale (bars).
Pmin : la pression minimale (bars).
R : Réservoir.
RS : Réservoir de Stockage.
RST : Réservoir de stockage et de transit.
V : Volume de réservoir (m³).
Vinc: Volume d'incendie.
S : Section.
g: Accélération de la pesanteur (m/s²)
T °C : Température

Liste des figures

Figure I.1 : Situation de la commune de TIZI OUZOU dans la wilaya.....	03
Figure I.2 : Carte géologique du la zone d'étude dans laG.Kabylie (Algérie).....	05
Figure I.3 : Carte Topographique de la zone d'étude.....	07
Figure I.4 : Courbe températures moyennes mensuelles (2012-2019).....	09
Figure I.5 : Courbe Précipitation moyennes mensuelles (2012-2019).....	10
Figure I.6 : Courbe Vent moyennes mensuelles en (m/s) (2012 2019).....	11
Figure I.7 : Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gausсен.....	12
Figure I.8 : Répartition de la population selon le R.G.P.H 2008.....	14
Figure II.1 : L'évolution démographique de la zone d'étude pour différents horizons. ...	18
Figure III.1 : Adduction gravitaire.....	28
Figure III.2 : Adduction par refoulement.....	29
Figure III.3 : Les tuyaux en PEHD.....	31
Figure III.4 : Les tuyaux en Acier.....	31
Figure III.5 : Schéma d'adduction.....	32
Figure IV.1 : Emplacement de réservoirs.....	50
Figure IV.2 : Conduite d'arrivée.....	52
Figure IV.3 : Conduite de distribution.....	53
Figure IV.4 : Equipements du réservoir.....	54
Figure IV.5 : Capacité du Réservoir existant R2.....	57
Figure VI.1 : le Coup de Bélier.....	75
Figure VI.2 : conséquences du coup de bélier.....	76

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles en (°C) (2012 2019).....	09
Tableau I.2 : Précipitation moyennes mensuelles en (mm) (2012 2019).....	10
Tableau I.3 : Vent moyennes mensuelles en (m/s) (2012 2019).....	11
Tableau II.1 : Répartition de la population selon le RGPH 2008.....	17
Tableau II.2 : Estimation de la population future.....	18
Tableau II.3 : Récapitulatif de la population de la zone étudiée	18
Tableau II.4 : Besoins domestiques pour l'année d'étude.....	20
Tableau II.5 : Récapitulatif des besoins domestiques.....	20
Tableau II.6 : Les besoins scolaires.....	21
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizons...	21
Tableau II.8 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée à 20%...	22
Tableau II.9 : La consommation moyenne journalière majorée à 20% de la zone d'étude..	22
Tableau II.10 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée à 20% de la zone d'étude	22
Tableau II .11 : La variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	24
Tableau II.12 : La variation de β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	24
Tableau II.13 : Variation de la consommation journalière.....	25
Tableau II.14 : Récapitulation de consommation journalière maximale et minimale à long terme.....	25
Tableau III.1 : Les adductions et les débits de dimensionnement concernés.....	32
Tableau III.2 : La hauteur géométrique.....	35
Tableau III.3 : Les diamètres économiques.....	36
Tableau III.4 : Calcul des vitesses.....	36
Tableau III.5 : Valeur de la rugosité pour différents matériaux.....	38
Tableau III.6 : Les pertes de charges unitaires.....	38
Tableau.III.7 : Les pertes de charges linéaires.....	39
Tableau III.8 : Les pertes de charge singulières (j').....	39

Tableau III.9 : Les pertes de charge totales (Jt).....	39
Tableau III.10 : Pression au sol.....	40
Tableau III.11 :La célérité.....	43
Tableau III.12 : La valeur de coup de Bélier.....	43
Tableau III.13 : La surpression et la dépression.....	43
Tableau III.14 : Etude d'adduction par refoulement :Tassadort vers R1(500m3).....	44
Tableau III.15 : Etude d'adduction gravitaire: R1 (500m3) vers R2 (200m3).....	45
Tableau III.16 : Etude d'adduction gravitaire : R2 (200m3) vers Brise charge.....	46
Tableau.III.17 : Récapitulatif des résultats obtenus.....	46
Tableau IV.1 : Caractéristiques des réservoirs.....	49
Tableau IV.2 : Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile.....	51
Tableau IV.3 : La capacité de réservoir de ThadarthOufella (200m3) R2	56
Tableau IV.4 : Les caractéristiques du réservoir Thadarth Oufella (200m3) R2.....	59
Tableau V.1 : Calcul des débits : La zone Haute (Villages Thaarkouvth-IghilOuverouak-Thighilt Hamza-Thaazivth).....	63
Tableau V.2 : Calcul des débits : La zone Basse (Village Akouir).....	63
Tableau V.3 : Choix des diamètres (La zone haute)	64
Tableau V.4 : Choix des diamètres (La zone basse).....	64
Tableau V.5 : Calcul des vitesses (La zone haute).....	65
Tableau V.6 : Calcul des vitesses (La zone basse).....	65
Tableau V.7 : Calcul des pressions (La zone haute).....	67
Tableau V.8 : Calcul des pressions (La zone basse).....	68
Tableau V.9 : Récapitulatif de réseau de distribution (La zone haute).....	69
Tableau V.10 : Récapitulatif de réseau de distribution (La zone basse).....	70
Tableau V.11 : Récapitulatif de réseau de distribution avzc la vzeification d'incendie..	72

Introduction générale

Chapitre 1 : Présentation de la région d'étude

Introduction.....	02
1.1. Situation géographique.....	02
1.2. Situation géologique.....	04
Les formations alluvionnaires	04
Les formations de socle Kabyle	04
Les formations roches sédimentaire.....	04
1.3. Situation Topographique.....	06
Le relief.....	06
1.4. Situation socio-économique.....	08
1.5. Situation climatologique.....	09
1.5.1. Température.....	09
1.5.2. Précipitation.....	10
1.5.3. Pluviométrie.....	10
1.5.4. Vents.....	10
Diagramme Ombrothermique $p = f(2T)$	11
1.6. Sismicité.....	12
1.7. L'hydrographie.....	12
1.7.1. Les ressources en eau de surface mobilisées.....	12
1.7.2. Les ressource en eau souterraine.....	12
1.8. Données démographiques Population.....	14
Conclusion.....	15

Chapitre 2 : Estimation des besoins

Introduction.....	17
II.1. Estimation des besoins.....	17
II.1.1. Evaluation de la population.....	17
II.2. Catégories des besoins.....	19
II.3. Choix de la norme unitaire de consommation.....	19
II.3.1. Définition.....	19
II.3.2. Critères de choix de la norme.....	19
II.3.3. Détermination de la consommation moyenne journalière.....	19
II.3.3.1 Besoins domestiques.....	20
II.3.3.2. Besoins scolaires.....	21
II.3.3.3. Autres besoins.....	21
II.3.4. Présentation des différents besoins en eau à différents horizons.....	21
II.3.5. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	22
II.3.6. Variation des débits de consommation journaliers.....	23
II.3.7. Coefficient d'irrégularité.....	23
II.3.7.1. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max, j}$).....	23
II.3.7.2. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min, j}$)	23
II.3.7.3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max, h}$).....	23
II.3.7.4. Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min h}$)	24
II.3.8. Détermination des débits journaliers.....	24
II.3.8.1. Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$).....	24
II.3.8.2. Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$).....	25
II.3.9. Détermination des débits horaires.....	26

II.3.9.1. Débit moyen horaire.....	26
I.3.9.2. Détermination du débit maximum horaire.....	26
Conclusion.....	26

Chapitre 3: Etude de l'adduction

Introduction.....	28
III.1. Types adduction.....	28
Adduction gravitaire.....	28
Adduction par refoulement.....	29
III.2. Choix du tracé des conduites d'adduction.....	29
III.3. Choix du type de matériaux des conduites d'adduction.....	29
III.4. Conduites en polyéthylène (PE).	30
III.5. Conduite en acier.....	31
III.6. Description du schéma d'adduction.....	32
III.7.1. Etude d'adduction	32
Organigramme de calcul de l'adduction Gravitaire	33
Organigramme de calcul des conduites d'adduction par refoulement	34
III.7.2. La hauteur géométrique.....	35
III.7.3. Etude technico-économique des diamètres des conduites	35
III.7.4. Choix de la gamme de diamètre.....	35
III.7.5. Calcul de la vitesse de l'écoulement.....	36
III. 7.6. Calcul des pertes de charge	37
III.7.6.1. Pertes de charge linéaire j (régulières).....	37
III.7.6.2. Calcul des pertes de charge singulières.....	39
III.7.6.3. Les pertes de charge totales (Jt).....	39
III.7.7. Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt).....	40
III.7.8. Calcul de la pression au sol Psol.....	40
III.7.9. Détermination de la puissance absorbée par la pompe.....	40
III.7.10. Calcul de l'énergie consommée par la pompe.....	41
III.7.11. Evaluation des frais d'amortissement.....	41
III.7.12. Le bilan des frais Ft.....	42
III.7.13. Calcul de la valeur de coup de bélier.....	42
III.7.14. Choix de la pression nominale.....	43
III.7.15. Calcul de la pression maximale et minimale.....	43
Cas de surpression.....	43
Cas de dépression.....	43
Conclusion	47

Chapitre 4: Les réservoirs

Introduction.....	49
IV.1. Description des réservoirs existants.....	49
IV.2. Rôle des réservoirs.....	49
IV.3. Emplacement des réservoirs.....	49
IV.4. Principe de fonctionnement.....	50
IV.5. Le type des réservoirs.....	50
IV.6. Construction des reservoirs.....	51
• Forme.....	51
• Hauteur d'eau.....	51
IV.7. Equipement du réservoir.....	52

IV.7.1. Equipements hydrauliques des réservoirs.....	52
IV.7.1.1. Conduite d'arrivée.....	52
IV.7.1.2. Conduite de départ ou de distribution.....	52
IV.7.1.3. Conduite de trop-plein	53
IV.7.1.4. Conduite de décharge ou de vidange.....	53
IV.7.1.5. Conduite by-pass.....	53
IV.7.2. Equipement de nettoyage.....	54
IV.8. Vérification de la capacité des réservoirs existants à l'horizon projet.....	54
IV.8.1. Méthode analytique.....	54
• Le débit moyen horaire de distribution (a).....	55
✚ A-Calcul la capacité du réservoir de stockage et transit.....	56
✚ B-Calcul de la capacité de réservoir R2.....	56
IV.8.2. Méthode graphique.....	57
✚ A- La capacité de réservoir R1.....	57
✚ B- La capacité de réservoir R2.....	57
• Dimensionnement du réservoir.....	58
Diamètre du réservoir.....	58
Hauteur de la réserve d'incendie.....	58
Conclusion.....	59

Chapitre 5:Distribution

Introduction.....	61
V.1.Choix du type de réseau de distribution.....	61
V. 2.Conception du réseau de distribution.....	61
V.3.Choix du type de matériaux.....	61
V.4.Choix du système de distribution.....	62
V.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	62
V.5.1. Calcul de débit.....	62
V.5.2.Choix du diamètre.....	63
V.5.3. Vitesse de l'eau.....	64
V.5.4. Pression.....	66
V.6.Condition spéciale d'incendie.....	71
Conclusion.....	73

Chapitre 6 : Coup de bélier

Introduction.....	75
VI.1.Définition	75
VI.2.Causes du coup de bélier	75
VI.3.Les risque dus aux coups de bélier	76
a. Cas de surpression.....	76
b. Cas de depression.....	76
C. Fatigue de la canalisation.....	76
VI.4.Calcul de la valeur du coup de bélier	77
VI.4.1. La célérité de l'onde	77
VI.4.2.Valeur numérique de coup de bélier	77
1. Cas de d'arrêt brusque $T < 2L/a$	77
2. Cas de fermeture lente $T > 2L/a$	78
VI.5.Moyens de protection contre le coup de bélier.....	78

VI.5.1.Le rôle des moyens de protection.....	78
VI.5.2. Les moyens les plus utilisés	78
Conclusion.....	79
Conclusion générale	

INTRODUCTION
GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'eau, source de la vie et de développement, compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement social et économique du pays. Pour qu'on puisse atteindre l'évolution dans notre vie journalière, ainsi que dans l'industrie et l'agriculture, il faut qu'il y'ait de l'eau en quantité suffisante. L'homme est responsable de maîtriser la science relative à cette denrée.

Le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie vue de plus en plus le manque d'alimentation en eau potable dans ces villages **Tharkouvth, Ighil Ouverouak, Thighilt Hamza, Thaazivth et Akouir** qui sont suit de la commune **Tizi-Ouzou** sont alimentés à partir du réservoir 200m³ de **Thadarth Oufella** dans le but de satisfaire quantitativement et qualitativement, les besoins en eau des consommateurs. Jusqu'à l'horizon 2050 et ceci, en dimensionnant tous les ouvrages nécessaires afin d'assurer, un débit suffisant et une pression minimale pour tous les consommateurs de ces villages.

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 ;
- ✓ Etude d'adduction ; où on propose un schéma d'adduction adéquat pour notre projet d'alimentation pour faire une bonne mise en place des conduites et des différents équipements accessoires;
- ✓ Etude des réservoirs pour déterminer la capacité des réservoirs à projeté;
- ✓ Distribution à partir de ce réseau qui doit être dimensionné de telle façon à assurer le débit et la pression nécessaires à chaque consommateur ;
- ✓ 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.

Chapitre I

Présentation de la région d'étude

Introduction

Pour les besoins de notre projet d'alimentation en eau potable des villages **Thadarth Oufella, Thaarkouvth, Ighil Ouverouak, Thighilt Hamza, Thaazivth et Akouir** à partir du réservoir **200m³** de Thadarth Oufella, nous présentons, dans ce premier chapitre, l'état des lieux de la région ; à savoir la situation géographique, géologique, topographique, climatique, géotechnique, socio-économique et hydrographique.

1.1. Situation géographique

La Commune de Tizi-Ouzou a une position stratégique, pratiquement au centre géométrique de l'ancienne Wilaya de Tizi-Ouzou, Elle couvre une superficie de 10 236 hectares.

Tizi Ouzou est située à 100km à l'est de la capitale Alger, à 93 km à l'ouest de Béjaïa, à 39,5 km au nord-est de Bouiraet à 40 km de la Mer Méditerranée.

Les coordonnées géographiques de la commune au point central de son chef-lieu sont respectivement **36° 43' 00"** Latitude Nord et **4° 03' 00"** Longitude Est.

Depuis le découpage administratif de 1984, la ville et la commune de Tizi-Ouzou se retrouvent au seuil de la Kabylie, point d'articulation entre plaines et montagnes.

La commune de Tizi-Ouzou est limitée :

- Au Nord : par les communes de Sidi Naâmane et de Ait Aissa Mimoun
- A l'Est : par les communes de Ouaguenoun et Tizi Rached
- Au Sud : par les communes de Irdjen, Beni Aissi, Beni Zmenzer et Souk el Tenine
- A l'Ouest : par les communes de Draa Ben Khedda et Tirmitine



Figure I.1 : Situation de la commune de TIZI OUZOU dans la wilaya

(Source : PDAU)

1.2. Situation géologique (d'après cartes géologiques : Raymond.D, 1976, Saadallah .A, 1992)

La commune de Tizi-Ouzou, du point de vue géologique est hétérogène d'où trois types de formations sont citées :

Les formations alluvionnaires: Sable, gravier et l'argile au niveau des terrasses qui longent l'oued du Sébaou.

Les formations de socle Kabyle composées de roches magmatiques et métamorphiques.

Les formations roches sédimentaires : Essentiellement les marnes qui sont imperméables et les grès.

Mis à part sa partie littorale, la commune de Tizi-Ouzou est comprise dans le bassin versant de l'oued Sébaou.

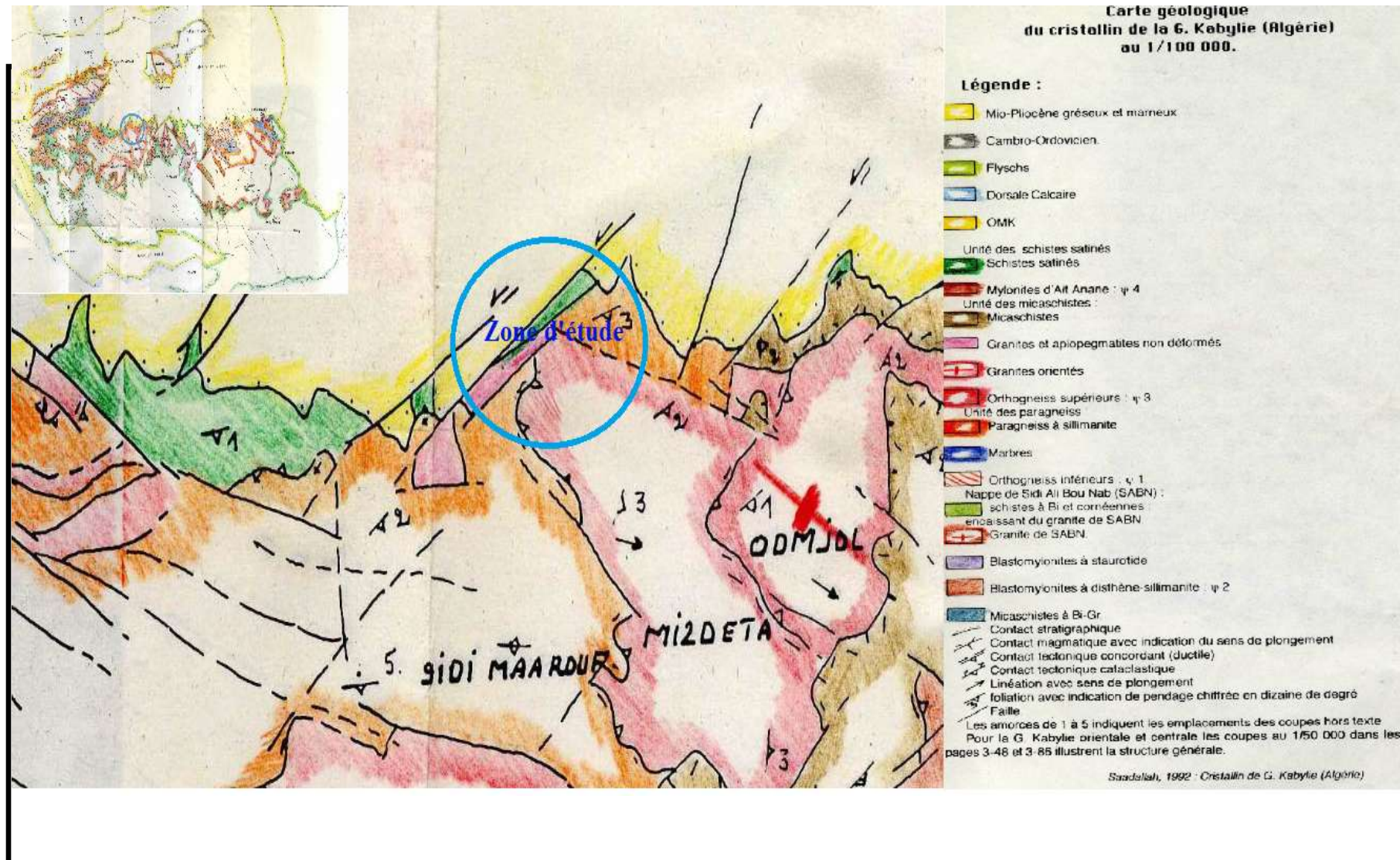


Figure I.2 : Carte géologique de la zone d'étude dans la G. Kabylie (Algérie)

(Saadallah,1992)

1.3. Situation Topographique

En général, les altitudes de la région sont comprises entre les altitudes minimales de 92m (Tassadort) et Maximale de 738 m. (Imezdaten)

Le relief

Tizi Ouzou est située dans la vallée de l'oued Sebaou. Elle occupe un col (d'où son nom) et est entourée de montagnes.

La ville est construite à une altitude de 200 m et s'étale au pied du mont Sidi Belloua auquel s'adosse une partie de la vieille ville, dite la Haute Ville. Ce massif tient son nom du saint éponyme Sidi Belloua et culmine à 697 m. Les villages de Redjaouna, tous deux rattachés à la commune de Tizi Ouzou.

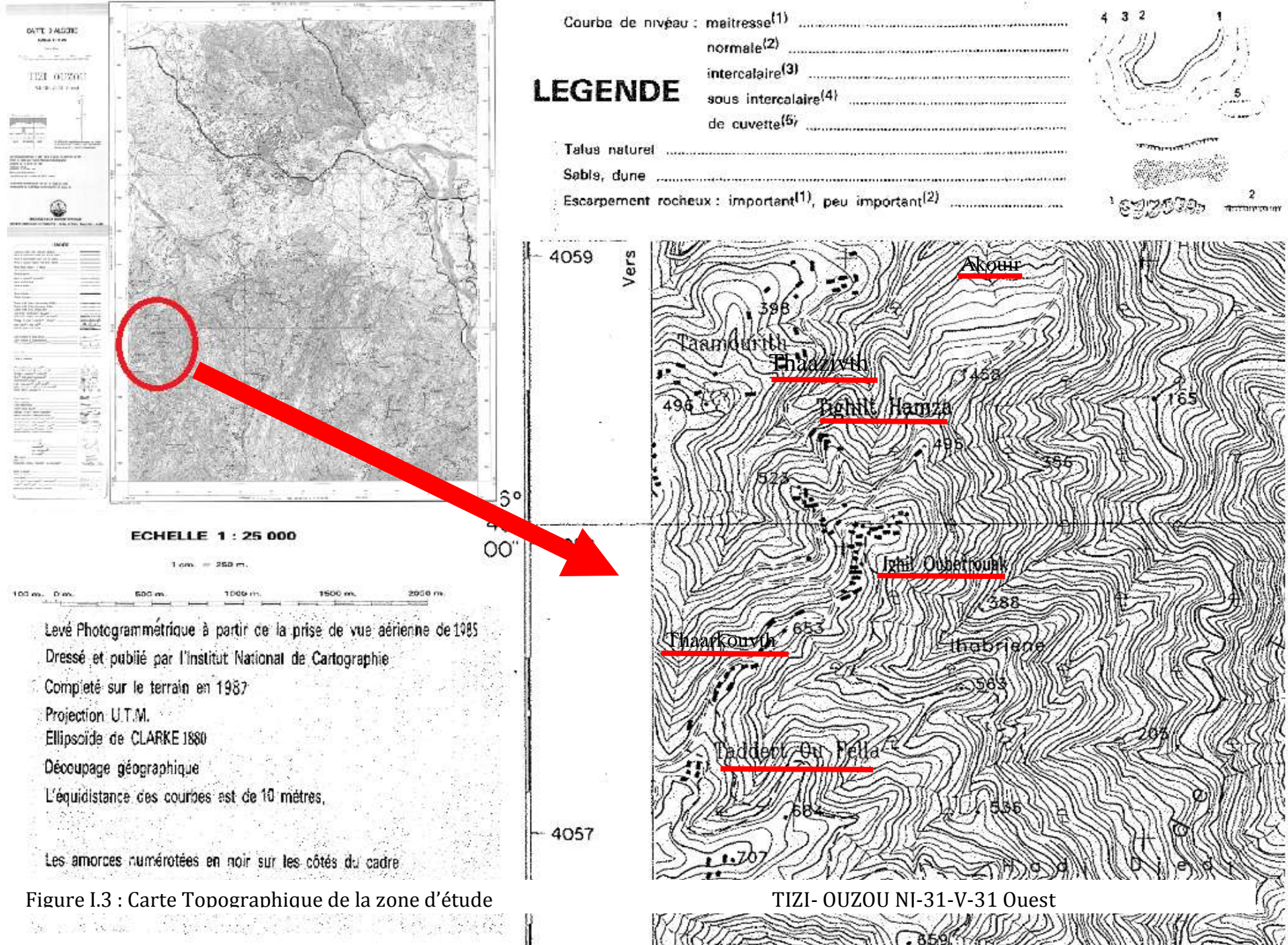


Figure I.3 : Carte Topographique de la zone d'étude

1.4. Situation socio-économique

Les réseaux routiers

La ville de Tizi-Ouzou est le lieu d'aboutissement de 04 routes nationales (RN 12, RN 72, RN 30 et RN 15) et de 05 chemins de wilaya (cw 128, cw 100, cw 147, cw 02 et cw 174).

1.5. Situation climatologique

Tizi-Ouzou se situe dans la zone du climat méditerranéen. En raison des massifs montagneux qui entourent la ville, il neige chaque année en hiver entre décembre pour les hautes altitudes (600 m et +), et février pour les basses altitudes. En été, la chaleur peut être suffocante car l'air marin se heurte au relief montagneux qui l'empêche d'atteindre la ville. À partir de novembre les températures sont de 5 °C au minimum. Quelques hivers à Tizi Ouzou sont marqués par des records de chaleur

1.5.1. Température

Les températures moyennes saisies à partir des stations de Tizi-Ouzou varient entre 12 et 22 °C (Figure I. et Tableau I.), leurs fluctuations dépendent de la morphologie des terrains.

Les températures minimales varient entre 6 et 9°C au mois de Janvier, tandis que les températures maximales dépassent 30 °C au mois Aout.

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles en (°C) (2012-2019)[station météorologique Boukhalfa]

Date	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Moy
2012	5,60	2,70	9,00	11,00	14,00	20,00	21,60	23,40	18,70	15,80	12,50	8,20	13,54
2013	6,90	5,20	10,40	11,30	12,80	15,50	20,30	20,30	19,10	18,10	17,90	7,40	13,77
2014	8,60	8,60	8,20	11,30	13,20	17,40	20,00	21,50	21,00	16,00	13,50	7,70	13,92
2015	6,00	6,50	8,40	11,70	15,20	17,90	22,20	23,20	19,70	16,00	10,80	7,20	13,73
2016	8,60	8,50	7,80	11,20	13,60	17,10	20,70	20,40	18,00	16,90	11,40	9,30	13,63
2017	5,20	8,60	8,80	10,50	15,20	19,80	22,30	25,10	18,10	13,50	9,80	7,50	13,70
2018	7,10	6,40	10,20	11,80	13,50	16,80	21,50	20,80	20,30	15,30	11,40	7,70	13,57
2019	5,80	6,20	8,60	11,80	13,50	16,80	21,50	23,00	19,50	15,70	11,30	9,70	13,62
Tmoy	6,73	6,59	8,93	11,33	13,88	17,66	21,26	22,21	19,30	15,91	12,33	8,09	13,68

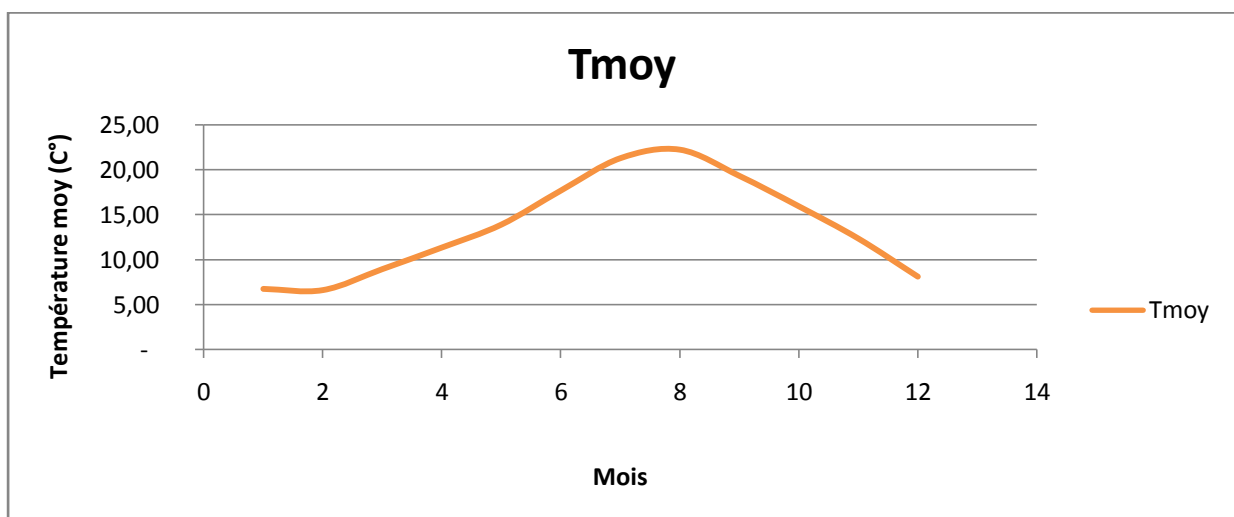


Figure I.4 : Courbe températures moyennes mensuelles (2012-2019).

1.5.2. Précipitation

Tableau I.2 : précipitation moyennes mensuelles en (mm) (2012-2019 [station météorologique Boukhalfa])

Date	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Moy
2012	69,50	269,50	97,80	146,80	40,20	1,10	-	6,40	10,90	96,30	68,70	39,80	77,00
2013	211,80	185,70	93,50	64,50	151,60	-	0,30	11,30	37,60	39,00	164,90	103,70	96,72
2014	110,10	110,20	172,40	5,30	10,00	48,40	0,20	3,60	11,80	26,50	61,60	272,40	69,38
2015	200,90	181,50	70,20	-	10,40	15,30	4,10	2,60	41,10	81,70	102,70	-	71,05
2016	59,90	96,20	185,30	61,80	68,40	5,90	-	-	4,20	16,60	68,40	150,10	71,68
2017	250,00	36,00	29,00	37,00	2,00	8,80	0,40	-	37,80	35,30	126,00	138,00	63,66
2018	31,00	108,00	187,00	102,00	33,00	34,00	0,50	-	42,00	182,00	175,00	44,00	85,32
2019	187,00	51,00	51,00	56,00	35,00	1,00	11,00	10,00	47,00	43,00	220,00	22,00	61,17
Pmoy	140,03	129,76	110,78	67,63	43,83	14,31	2,75	6,78	29,05	65,05	123,41	110,00	70,28

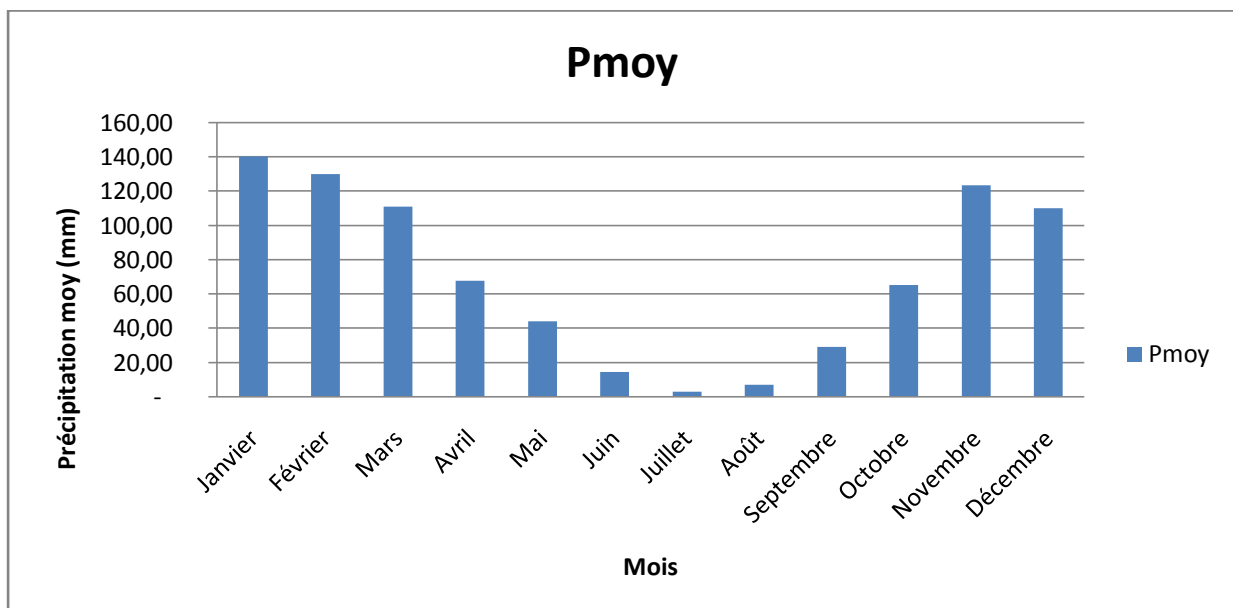


Figure I.5 : Courbe Précipitation moyennes mensuelles (2012-2019).

1.5.3 Pluviométrie

Nous péri d'étude moyenne de 40 mm/mois.

1.5.4 Vents

Les vents dominants Ouest engendrent des tempêtes d'hiver, et ceux d'Est soufflent pendant la saison estivale, et sont d'une nature très faible. Ceux du Nord, sont les vents les plus fréquents et soufflent pendant presque toute l'année.

Tableau I.3 : Vent moyennes mensuelles en (m/s) (2012 2019)[station météorologique Boukhalfa]

Date	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Moy
2 012	0,30	xx	xx	xx	xx	xx	xx	xx	0,70	0,60	1,10	0,90	0,72
2 013	1,50	1,60	2,60	1,90	1,90	1,70	1,80	1,30	1,30	xx	xx	xx	1,73
2 014	xx	xx	xx	xx	xx	xx	xx	xx	xx	xx	xx	xx	-
2 015	1,00	2,00	1,30	1,70	xx	xx	xx	xx	2,80	2,30	1,70	1,40	1,78
2 016	2,20	2,50	2,50	2,10	2,70	2,50	2,80	2,50	1,80	1,70	1,50	0,90	2,14
2 017	1,50	2,20	2,10	2,20	2,20	2,70	2,40	2,90	2,00	1,20	1,00	1,00	1,95
2 018	1,50	0,80	1,90	1,20	0,70	0,30	1,20	1,90	1,60	1,30	1,30	0,80	1,21
2 019	1,50	1,20	1,70	1,90	1,50	2,80	2,50	2,20	1,70	1,60	1,90	1,60	1,84
Vmoy	1,36	1,47	1,73	1,57	1,50	1,67	1,78	1,80	1,70	1,45	1,42	1,10	1,55

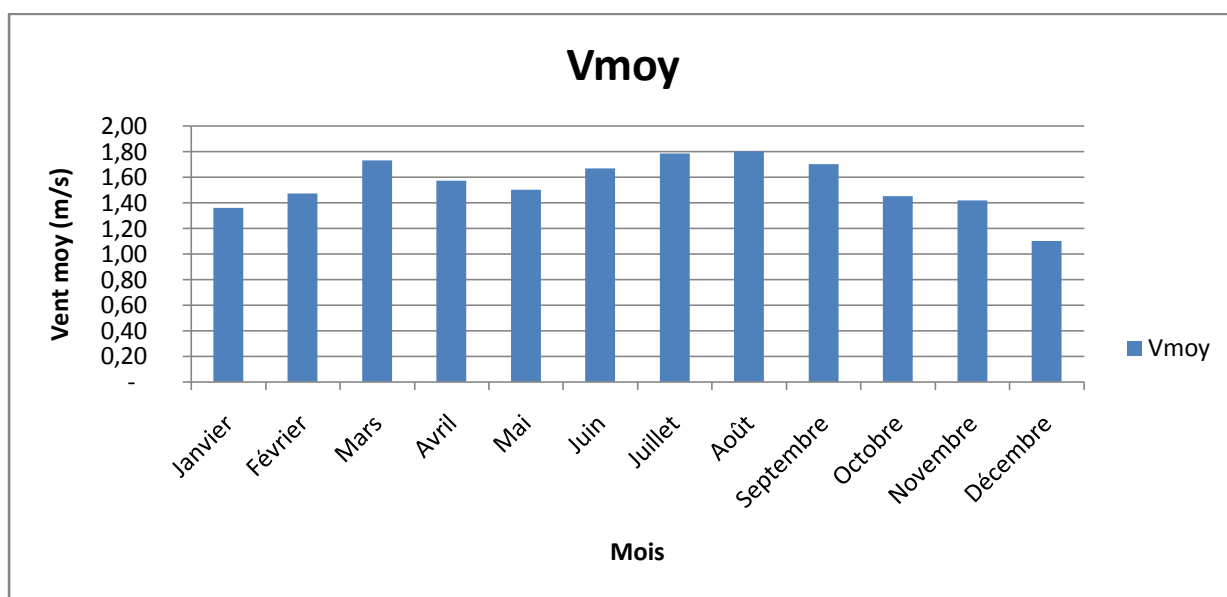


Figure I.6 : Courbe Vent moyennes mensuelles en (m/s) (2012 2019).

Diagramme Ombrothermique $p = f(2T)$

Le diagramme Ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN (1957) permet la détermination de la période sèche.

Sur le diagramme de la Figure(I.6) sont reportés :on abscisses les mois de l'année. on ordonnées les précipitations mensuelles d'un côté, et les températures moyennes mensuelles à une échelle double de celles des précipitations de l'autre. Lorsque la courbe de précipitation passe au-dessous de la courbe des températures, la période qui s'étale entre les abscisses des points d'interactions des deux courbes correspond à la durée de la période sèche.

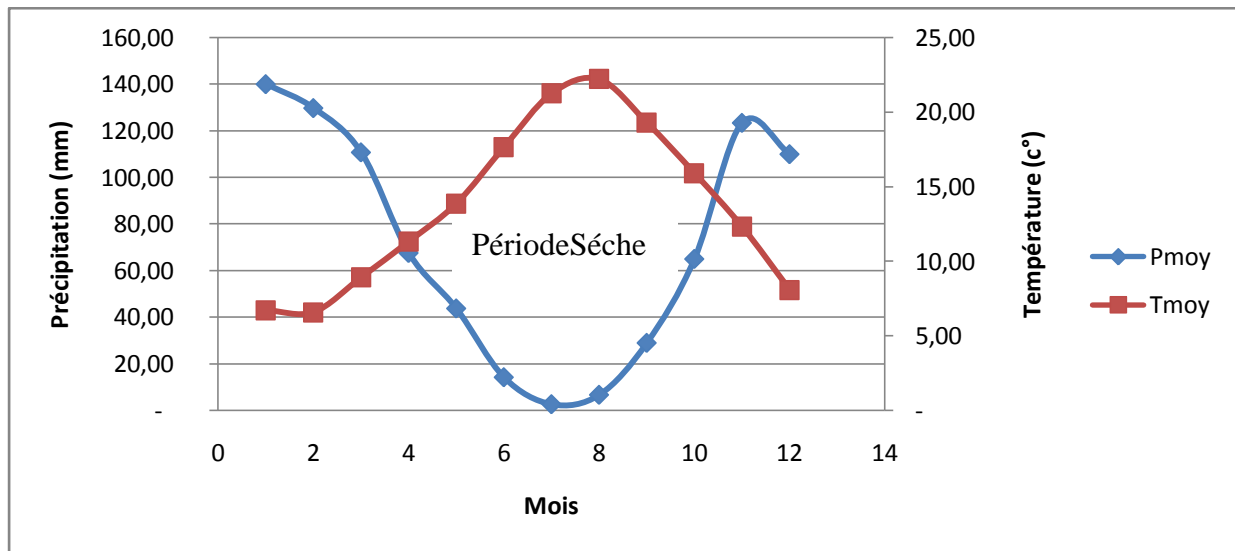


Figure I.7 : Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gausсен.

1.6. Sismicité

Les villages Tharkouvth, Ighil Ouerouak, Thighilt Hamza, Thaazivth et Akour sont de la commune Tizi-Ouzou de la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon (RPA99.2003) en zone de moyenne sismicité IIa.

1.7. L'hydrographie

L'hydrologie de la commune est dominée par l'Oued Sebaou qui draine la presque totalité de la wilaya de Tizi Ouzou et la partie Est de wilaya de Boumerdes, son bassin versant couvre une superficie de 2 500 km² et qui recueille à travers ses affluents l'essentiel des eaux en provenance du Djurdjura.

Le massif central, le Djurdjura et même la chaîne côtière sont littéralement entaillés par de nombreux oueds.

L'Oued Sebaou, d'une longueur d'environ 80 km (30 km Haut Sébaou et 50 km Bas Sebaou), a plusieurs affluents d'importance inégale, et qui contribuent à son alimentation et dont les plus importants sont : oued Feraoun, Oued Sebt, Oued Aissi et Rabta (en rive droite) et Oued Mimoun, Oued Ali Ben Nasser, Oued Stita et Oued Aricha (en rive gauche).

La partie Nord de la wilaya Tizi-Ouzou est drainée par plusieurs oueds côtiers constituant les deux (02) sous bassins versant : Côtiers Tigzirt (02 08) et la partie Ouest des Côtiers Cap Sigli (02 09).

1.7.1. Les ressources en eau de surface mobilisées

Les ressources en eau de surface de la commune de Tizi Ouzou relèvent principalement des écoulements des oueds Sebaou et Bougdoura, qui drainent l'essentiel du territoire de la commune, ainsi que d'une multitude de petits oueds côtiers. La commune recèle d'un potentiel important en eaux de surface; dont une infirme partie qui est seulement mobilisé.

1.7.2. Les ressources en eau souterraines

Les ressources en eau souterraines de la commune de Tizi Ouzou se concentrent essentiellement dans la nappe alluviale de l'oued Sebaou, alimentée par l'infiltration directe à partir des eaux de pluies dont la moyenne est de l'ordre de **600 mm/an** et des crues de l'Oued Sebaou et de ses affluents.

L'exutoire de la nappe est constitué par l'embouchure de l'Oued Sebaou, vers laquelle convergent l'ensemble des eaux qui transitent par la nappe alluviale, L'écoulement s'effectue d'amont en aval du bassin versant, avec des niveaux des eaux souterraines soumis à de grandes variations (2.5 m à 6 m) sur les pentes de la vallée.

Situation actuelle de l'AEP

La zone d'étude est alimentée en eau potable à partir de la chaîne de Tassadort dont la ressource mobilisée provient de l'oued Sebaou, le débit total mobilisé avoisine les 438,5 l/s, soit 37886,4 m³/j, ce débit alimente la commune de Tizi-ouzou et les autres localités concernées par la chaîne de Tassadort telles que les communes de Beni Douala, Beni Zmenzer, et une partie de Tizi Ntleta et Ouadhias, en plus du débit reçu à partir du transfert du barrage Taksebt arrêté à 120 l/sec.

La station de Tassadort, comprend sept groupes électropompes dont deux sont destinés pour la zone de Maâtkas et Tirmatine, quatre pour la zone de Beni Douala et le dernier pouvant refouler dans les deux directions.

Le refoulement se fait vers le réservoir de MEZDATA d'une capacité de 500m³ situé à une altitude de 738 m NGA. Par une conduite en acier de diamètre 500mm, ce dernier alimente gravitairement les différents réservoirs de la commune, parmi ces réservoirs le réservoir 200m³ de Taddert Oufella qu'est la source essentielle d'alimentation en eau potable de la région d'étude est situé au lieu-dit « Betrouna ».

1.10. Données démographiques

Evolution de la population des différents villages, Tharkouvth, Ighil Ouverouak, Thighilt Hamza, Thaazivth et Akouir de la commune de Tizi-Ouzou

Population actuelle

L'évolution de la population est analysée à partir du recensement général de la population et de l'habitat (R.G.P.H).

La répartition de la population des différents villages selon le R.G.P.H. 2008 est donnée dans le tableau suivant Tableau: Répartition de la population selon le R.G.P.H. 2008

LOCALITES	RGPH 2008
Tharkouvth	265
Ighil Ouverouak	373
Thighilt Hamza	64
Thaazivth	47
Akouir	145
Chef-lieu de la commune	98 201
Commune Tizi-Ouzou	127 660

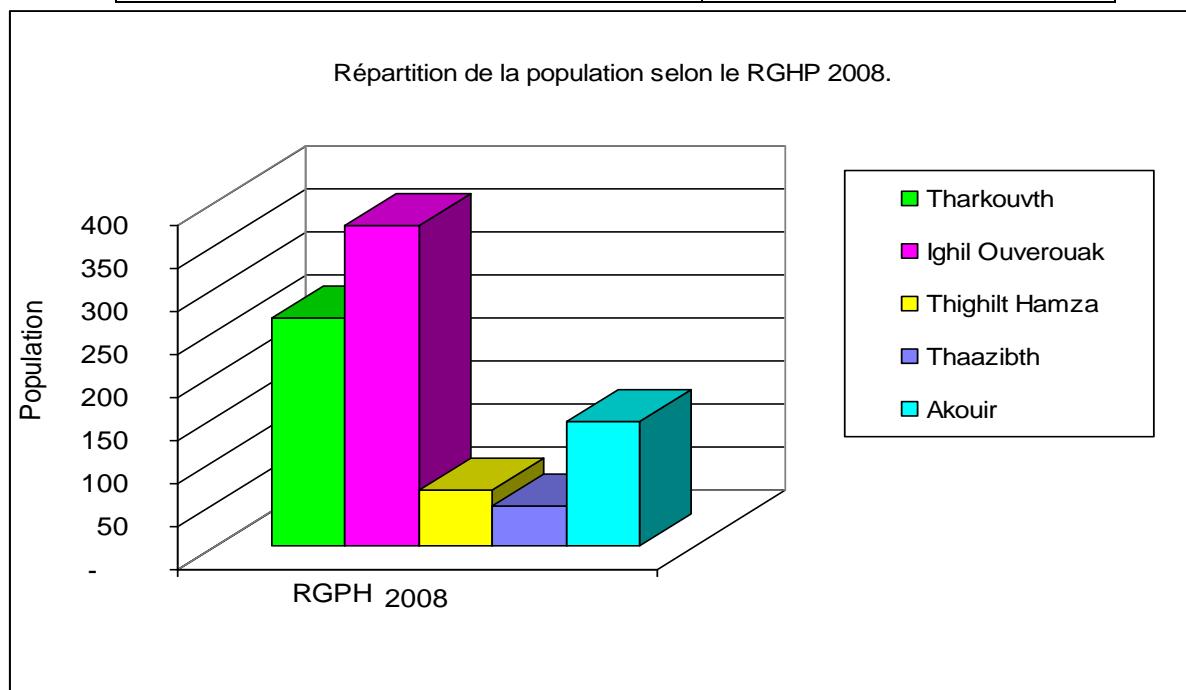


Figure I.8 : Répartition de la population selon le R.G.P.H 2008.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région d'étude du point de vue géographie, topographie, climatologique, démographique ainsi que les ressources en eaux.

Ces données de base, nous serviront pour l'élaboration du projet concernant l'étude de renforcement de l'alimentation en eau potable du versant sud de la commune de Tizi-Ouzou.

Chapitre II

Estimation des besoins

Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixe pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...). Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

II.1. Estimation des besoins

II.1.1. Evaluation de la population

L'évolution de la population est analysée à partir du recensement général de la population et de l'habitat (R.G.P.H). La répartition de la population des différents villages selon le R.G.P.H 2008 est donnée dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Répartition de la population selon le RGPH 2008

Localités	RGPH 2008
Thaarkouvth	265
Ighil Ouverouak	373
Thighilt Hamza	64
Thaazivth	47
Akour	145
Chef lieu de la commune	98201
Commune Tizi Ouzou	127660

Les prévisions seront établies pour l'horizon 2050. D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future par application de la relation suivante :

$$P_n = P_0 (1 + \alpha)^n \quad (II.1)$$

Avec :

- P_n : Population future prise à l'horizon quelconque (hab.),
- P_0 : Population de l'année de référence (hab.),
- α : Taux d'accroissement annuel de la population %,
- n : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

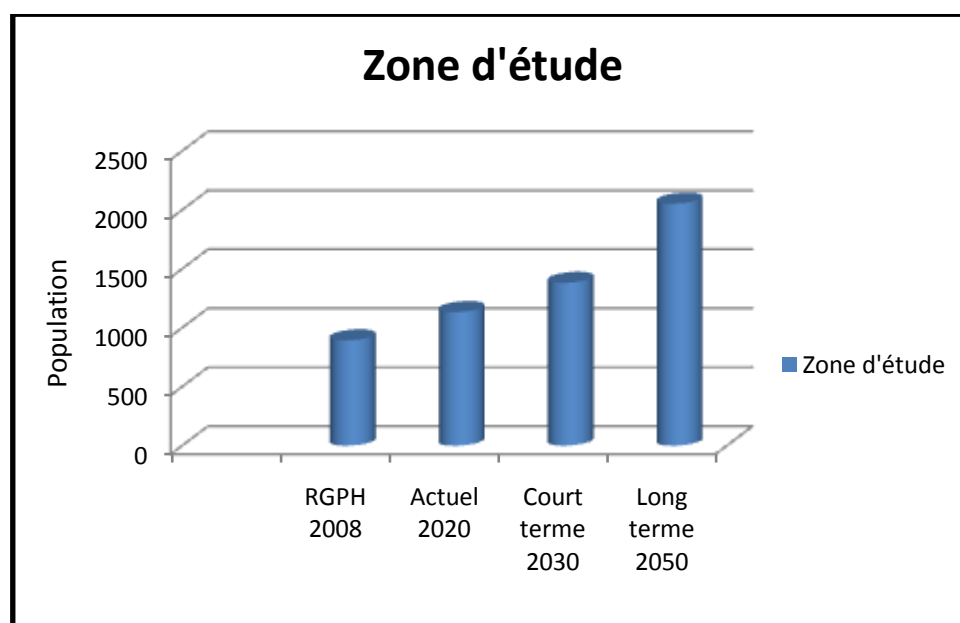
Tableau II.2: Estimation de la population future

Localités	RGPH 2008	Actuel 2020	Court terme 2030	Long terme 2050
Tharkouvth	265	336	410	609
Ighil Ouverouak	373	473	577	857
Thighilt Hamza	64	81	99	147
Thaazivth	47	60	73	108
Akour	145	184	224	333
Zone d'étude	894	1 134	1 382	2 054
Chef lieu de la commune	98201	124 543	151 817	225 592
Commune Tizi Ouzou	127660	161 904	197 360	293 266

Tableau II.3: Récapitulatif de la population de la zone étudiée

La population future de la zone d'étude		
Année	taux d'accroissement	Population
2008	0.02	894
2020	0.02	1 134
2030	0.02	1 382
2050	0.02	2 503

L'évolution démographique pour les différents horizons est illustrée dans la figure (II.1) ci après

**Figure II.1 :** L'évolution démographique de la zone d'étude pour différents horizons.

II.2. Catégories des besoins

La qualité et la quantité d'eau potable a garantir pour une agglomération son fonction du type de consommateurs existants. C'est pour cette raison que nous devons recenser toutes les catégories de consommation rencontrées au niveau de l'agglomération étudiée. Ainsi, nous avons :

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins administratifs.
- Besoins socioculturels et sportifs.

➤ Dans notre cas, on a estimés besoins domestiques et les besoins scolaires.

II.3. Choix de la norme unitaire de consommation

II.3.1. Définition

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la qualité quotidienned'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir la consommation urbaine, l'irrigation domestique, consommation publique et pertes. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule,...etc.

II.3.2. Critères de choix de la norme

La norme de consommation dépend essentiellement du :

- Niveau de vie de la population et de ses habitudes.
- Nombre d'habitants.
- Développement urbain et sanitaire de la ville.
- Des ressources existantes

- La zone d'étude est située dans une zone rurale, selon le niveau de vie des gens, et l'évolution future, il est admis une dotation de **150 litres/habitant/jour** largement suffisante pour ce genre d'agglomération, nous maintenons la même valeur pour les divers horizons d'étude
- pour les écoles primaires : de 10 à 20 l /jour/élève.
- Dans notre projet, on a admit une dotation de **10 litres/jour/élève**.

II.3.3. Détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier au cours de l'année se détermine par la relation suivante :

$$Q_{moy, j} = \frac{N \cdot i \cdot D_i}{1000} \quad (II.2)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière [m^3/j],
- N_i : Nombre de consommateur,
- D_i : Dotation moyenne journalière de la consommation [$l/hab/j$],
- i : Nombre de groupes ($i = 1, 2, 3, \dots, n$).

II.3.3.1 Besoins domestiques

La consommation en potable pour les différents horizons de la zone d'étude, est résumée dans le tableau ci-après :

Tableau II.4 : Besoins domestiques pour l'année d'étude

Localités	Actuel 2020		
	Pn	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$Q_{moy,j}(l/s)$
Thaarkouvth	336	50,41	0,58
Ighil Ouverouak	473	70,96	0,82
Thighilt Hamza	81	12,18	0,14
Thaazivth	60	8,94	0,10
Akourir	184	27,58	0,32
Zone d'étude	1 134	170,07	1,97

➤ Court terme 2030

Localités	Court terme 2030		
	Pn	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$Q_{moy,j}(l/s)$
Thaarkouvth	409,68	61,45	0,71
Ighil Ouverouak	576,65	86,50	1,00
Thighilt Hamza	98,94	14,84	0,17
Thaazivth	72,66	10,90	0,13
Akourir	224,17	33,63	0,39
Zone d'étude	1 382,11	207,32	2,40

➤ Long terme 2050

Localités	Long terme 2050		
	Pn	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$Q_{moy,j}(l/s)$
Tharkouvth	608,77	91,32	1,06
Ighil Ouverouak	856,87	128,53	1,49
Thighilt Hamza	147,02	22,05	0,26
Thaazivth	107,97	16,20	0,19
Akourir	333,10	49,97	0,58
Zone d'étude	2 053,74	308,06	3,57

Tableau II.5: Récapitulatif des besoins domestiques

Zone d'étude	Qmoy,j (m3/j)			Qmoy,j(l/s)		
	2020	2030	2050	2020	2030	2050
	170,07	207,32	308,06	1,97	2,40	3,57

D'après le tableau ci-dessus, la consommation domestique moyenne de la zone d'étude est de 3.57 l/s à l'horizon (2050).

II.3.3.2. Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.6: Les besoins scolaires

Village	Type d'équipement	Unité de base	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Qmoy,j (m3/j)	Qmoy,j (l/s)
Thaarkouvth	Ecole primaire	Elève	100	10	1,00	0,0116

Source : Primaire Thaarkouvth

II.3.3.3. Autres besoins

Vue l'absence d'activité industrielle et autres (sanitaire et administrative) dans notre zone d'étude leurs estimations est nulle. Toutefois il faudrait ajouter l'alimentation du bétail qui sera prise égale à 10% de la consommation moyenne journalière.

II.3.4. Présentation des différents besoins en eau à différents horizons

Tableau II.7 : les différents besoins en eau à différents horizons

Localités	Secteur	Besoins en eau en 2020(m3/j)	Besoins en eau en 2030(m3/j)	Besoins en eau en 2050(m3/j)
Tharkouvth	domestique	50,41	61,45	91,32
	Scolaire	1,00000	1,00000	1,00000
	Total	51,41	62,45	92,32
Ighil Ouverouak	domestique	70,96	86,50	128,53
	Scolaire	/	/	/
	Total	70,96	86,50	128,53
Thighilt Hamza	domestique	12,18	14,84	22,05
	Scolaire	/	/	/
	Total	12,18	14,84	22,05
Thaazivth	domestique	8,94	10,90	16,20
	Scolaire	/	/	/
	Total	8,94	10,90	16,20
Akouir	domestique	27,58	33,63	49,97
	Scolaire	/	/	/
	Total	27,58	33,63	49,97
Zone d'étude		171,07	208,32	309,06

Tableau II.8: Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizons de la zone d'étude

Zone d'étude	Qmoy,j (m3/j)			Qmoy,j(l/s)		
	2020	2030	2050	2020	2030	2050
Besoins domestiques	170,07	207,32	308,06	1,97	2,40	3,57
Besoins scolaire	1,00	1,00	1,00	0,0116	0,0116	0,0116
Besoins totaux	171,07	208,32	309,06	1,9800	2,4111	3,5771

II.3.5.Majoration de la consommation moyenne journalière

Les fuites au niveau de la conduite d'adduction et de distribution sont en fonction de :

- Type de tuyau
- La qualité de leur entretien
- La nature de terrain
- Accidents éventuelles. On estime les fuites à 20% de la consommation moyenne journalière (réseau moyennement entretenu).

Tableau II.9 : La consommation moyenne journalière majorée à 20% de la zone d'étude

Localités	Besoins en eau en 2020(m3/j)	Besoins en eau en 2030(m3/j)	Besoins en eau en 2050(m3/j)
Tharkouyth	61,70	74,94	110,78
Ighil Ouverouak	85,15	103,80	154,24
Thighilt Hamza	14,61	17,81	26,46
Thaazivth	10,73	13,08	19,43
Akourir	33,10	40,35	59,96
Zone d'étude	205,29	249,98	370,87

Tableau II.10 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée à 20% de la zone d'étude

Zone d'étude	Qmoy,j (m3/j)			Qmoy,j(l/s)		
	2020	2030	2050	2020	2030	2050
	205,29	249,98	370,87	2,38	2,89	4,29

A l'horizon 2050 la consommation moyenne journalière de la zone d'étude à partir de réservoir Thadarth Oufella (200m3) s'élèvera à 370.87 m3/j soit un débit de 4.29 l/s

II.3.6. Variation des débits de consommation journaliers

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

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie des abonnés de l'agglomération considérée.
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'activité de la ville.
- Variations hebdomadaires qui dépendent du jour de la semaine.
- Variations journalières qui dépendent du graphique de consommation de la population.

II.3.7. Coefficient d'irrégularité

II.3.7.1. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$)

L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée et qui dépend du rapport de $Q_{max,j}$ sur le $Q_{moy,j}$, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad (II.3)$$

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par $K_{max,j}$ avec :

- $Q_{max,j}$: Débit de consommation maximum journalier.
- $Q_{moy,j}$: Débit de consommation moyen journalier.

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre [1.1- 1.3] . Dans le présent cas, on prend **$K_{max,j} = 1.2$**
Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

II.3.7.2. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$)

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

$$K_{min} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad (II.4)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier.

La valeur de $K_{min,j}$ varie entre [0.7 à 0.9]. On prend **$K_{min,j} = 0.7$** .

II.3.7.3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe. Pour son calcul, on utilise la formule suivante :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (II.5)$$

Avec :

- α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail. Sa valeur varie de 1.2 à 1.5 et dépend du niveau de développement local, on prend $\alpha_{max} = 1.25$.

- β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (II.11) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II .11: La variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
Bmax	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1

Ayant un nombre d'habitants de 2054hab, donc $\beta_{max} = 2$. Ainsi :

$$K_{max,h} = 1.25 * 2 = 2.5$$

II.3.7.4. Coefficient d'irrégularité minimale horaire (Kmin h)

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant une sousconsommation :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \text{ (II.6)}$$

Avec :

- α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, sa valeur varie de 0.4 à 0.6. On prend $\alpha_{min} = 0.5$.

- β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (II.12) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.12: La variation de β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
Bmin	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7

Ayant un nombre d'habitants de 2054hab., donc $\beta_{min} = 0.1$

$$K_{min} = 0.5 * 0.1 = 0.05$$

II.3.8. Détermination des débits journaliers

II.3.8.1. Consommation maximale journalière (Qmax 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. Ce débit est donné par :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \text{ (II.7)}$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: Débit maximum journalier en m³/j,

- $Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier en m³/j,
- $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximale journalière.

Alors :

$$Q_{max,j} = 1.2 * Q_{moy,j}$$

II.3.8.2. Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \text{ (II.8)}$$

On prend $K_{min,j} = 0.8$

Le tableau (II.13) ci-dessous montre la récapitulation de consommation journalière maximale et minimale.

Tableau II.13 : Variation de la consommation journalière

Localités	Consommation (m ³ /j)	Année		
		2020	2030	2050
Tharkouvth	$Q_{min,j}$	49,36	59,95	88,62
	$Q_{moy,j}$	61,70	74,94	110,78
	$Q_{max,j}$	74,03	89,93	132,93
Ighil Ouerouak	$Q_{min,j}$	68,12	83,04	123,39
	$Q_{moy,j}$	85,15	103,80	154,24
	$Q_{max,j}$	102,18	124,56	185,08
Thighilt Hamza	$Q_{min,j}$	11,69	14,25	21,17
	$Q_{moy,j}$	14,61	17,81	26,46
	$Q_{max,j}$	17,53	21,37	31,76
Thaazivth	$Q_{min,j}$	8,58	10,46	15,55
	$Q_{moy,j}$	10,73	13,08	19,43
	$Q_{max,j}$	12,88	15,69	23,32
Akouir	$Q_{min,j}$	26,48	32,28	47,97
	$Q_{moy,j}$	33,10	40,35	59,96
	$Q_{max,j}$	39,72	48,42	71,95
Zone d'étude	$Q_{min,j}$	164,23	199,98	296,70
	$Q_{moy,j}$	205,29	249,98	370,87
	$Q_{max,j}$	246,34	299,97	445,05

Tableau II.14: Récapitulation de consommation journalière maximale et minimale à long terme de la zone d'étude

$Q_{moy,j}$		$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$		$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$	
(m ³ /j)	(l/s)		$Q_{max,j}$ (m ³ /j)	$Q_{max,j}$ (l/s)		$Q_{min,j}$ (m ³ /j)	$Q_{min,j}$ (l/s)
370,87	4,29	1,2	445,05	5,15	0,8	296,70	3,43

II.3.9. Détermination des débits horaires

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

II.3.9.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \quad (II.9)$$

Avec :

- $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en m³/h,
- $Q_{max,j}$: Débit maximum journalier en m³/j.

Donc :

$$Q_{moy,h} = \frac{445,05}{24} = 18,54 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{moy,h} = 18,54 \text{ m}^3/\text{h} = 0,21 \text{ l/s}$$

II.3.9.2. Détermination du débit maximum horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$K_{max,h} = \frac{Q_{max,h}}{Q_{moy,h}} \quad (II.10)$$

Donc :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h} \quad (II.11)$$

Avec :

- $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en m³/h == 18,54 m³/h,
- $K_{max,h}$: Coefficient de pointe,
- $Q_{max,h}$: Débit max horaire en m³/h.

On a donc :

$$Q_{max,h} = 2,5 * 18,54 = 46,36 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{max,h} = 46,36 \text{ m}^3/\text{h} = 0,54 \text{ l/s}$$

Conclusion

L'étude des différentes catégories des besoins en eau est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan de développement et d'aménagement urbain (PDAU, 2008). Après évaluation des besoins en eau (domestiques et scolaires) à l'horizon 2050, la consommation totale des villages **Thaarkouvth , Ighil Ouerouak , Thighilt Hamza , Thaazifh et Akouir** est estimée **445,05 m³/j** soit $Q_{max,j} = 5,15 \text{ l/s}$. Nous avons ainsi déduit les différents débits variables dans le temps qui vont nous servir comme base de données pour le dimensionnement du système d'alimentation en eau potable appelé à garantir la consommation en eau potable de l'agglomération en question.

Chapitre III

Etude de l'adduction

Introduction

Après avoir évalué, au deuxième chapitre les besoins de la population, il y a lieu dans ce troisième chapitre de procéder à une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction. L'adduction de l'eau depuis le lieu de prélèvement (une source, un forage, un captage ou une retenue) jusqu'au lieu d'utilisation ou aux réservoirs de stockage par un ensemble d'installation. Les conduites d'adduction doivent véhiculer un débit maximal journalier satisfaisant les besoins de la population. Le projet contient trois adductions une par refoulement et deux gravitaires.

III.1. Types adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en deux groupes :

Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote piézométrique supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

Le schéma d'adduction gravitaire est représenté dans la figure suivante :

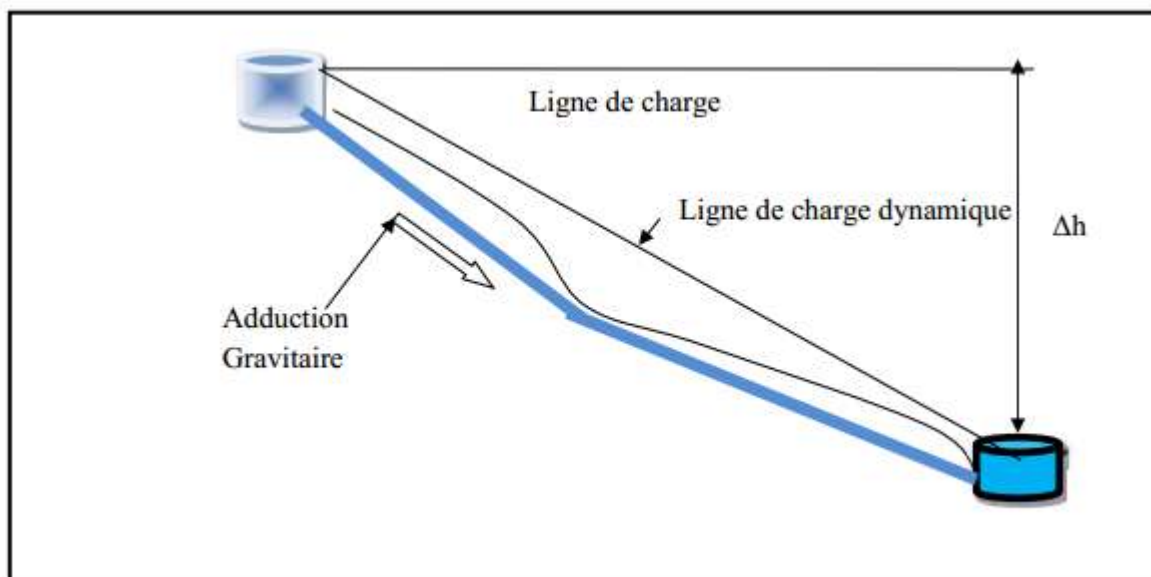


Figure III.1: Adduction gravitaire

Adduction par refoulement

Le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. L'adduction est réalisée en charge c'est-à-dire dans les conduites sous pression, du moment que les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement.

Le schéma d'adduction par refoulement est représenté dans la figure(III.2) ci-dessous :

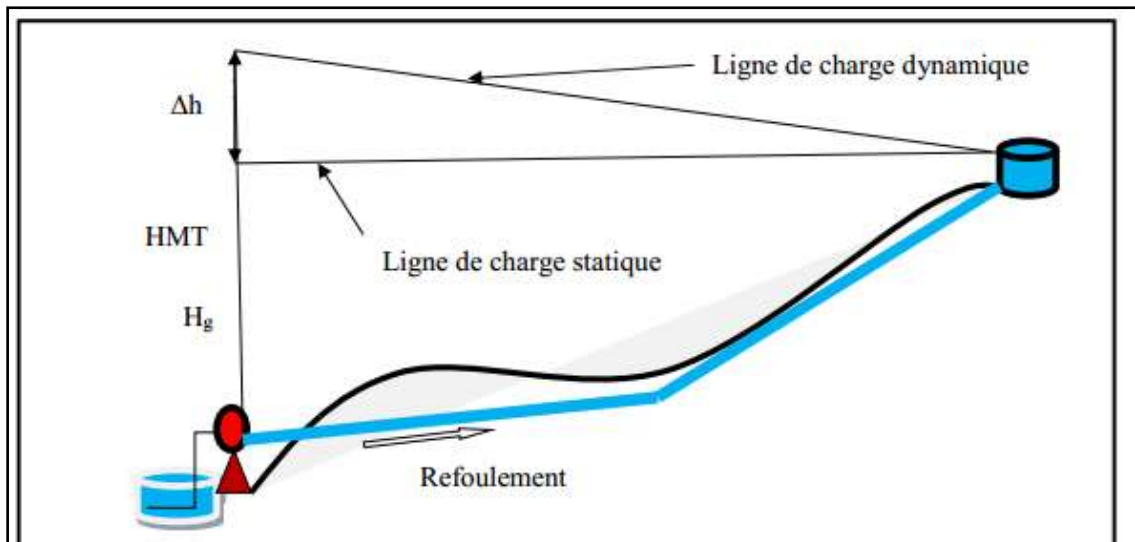


Figure III.2: Adduction par refoulement

- Dans notre cas l'adduction se fait :
 - Par refoulement: de la station principale Tassadort vers le réservoir de Mezdata (500m³).
 - Gravitairement: de réservoir de Mezdata(500m³) vers le réservoir de ThadarthOufella (200 m³).
 - Gravitairement: de réservoir de ThadarthOufella (200m³) vers Brise charge.

III.2. Choix du tracé des conduites d'adduction

Le choix du tracé est une étape particulièrement importante, car il doit satisfaire quelques critères d'ordre technique et économique :

Avoir un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence avec une rampe toujours dans le même sens, vers le réservoir d'accumulation.

Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer. Une cavitation peut apparaître et une rupture de la veine liquide peut provoquer ainsi l'écrasement de la canalisation.

Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), on doit prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.

Chercher à éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, oueds, les forêts... etc.), ceci dans le but de faciliter l'accès pour l'entretien, les réparations et faciliter la détection des fuites ainsi que les vannes défectueuses.

III.3. Choix du type de matériaux des conduites d'adduction

La conduite constitue l'un des éléments de base de la chaîne d'adduction, son choix doit répondre à plusieurs critères hydrotechniques et économiques, à savoir :

- Le diamètre et la pression de service ;
- Facilité de la mise en œuvre, de l'exploitation et de son entretien ;
- Disponibilité sur le marché;

- Durée de vie ;

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

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

➤ Les conduites existantes sont :

- En PEHD (Adduction de Mezdata vers ThadarthOufella; et de ThadarthOufella vers la brise charge)
- Et en acier (Adduction de Tassadort vers Mezdata)

Conduites en polyéthylène (PE)

Le PE est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules (Ethylène) selon une réaction de polymérisation qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée en présence de catalyseurs. La variation de l'un de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue appelée polymère. Ce dernier peut être PE à basse densité (PEBD) ou à haute densité (PEHD) dont les points de fusion se situent respectivement à 115 °C et 130 °C.

❖ **Avantage des tuyaux**

- petit poids ;
- grandes longueurs ;
- résistants à la corrosion ;
- flexibilité ;
- économiques ;
- pose facile ;
- non conducteurs d'électricité;

❖ **Inconvénient**

- sensibles aux coups ;
- inflammables;
- la résistance diminue avec l'âge;
- sensibles à la température;
- fissures de résistance aux sollicitations mécaniques.



Figure III.3 : Les tuyaux en PEHD

Conduite en Acier :

❖ Avantage des tuyaux

- A une longue durée de vie. Peut durer plus de 50 ans dans de nombreuses régions rurales et plus de 25 ans dans des environnements urbains et côtiers très exposés.

❖ les inconvénients:

- 1) Corrosion interne

Avec la longue durée les tuyaux commencent à se corroder de l'intérieur vers l'extérieur, ce qui peut éventuellement conduire à une fuite ou à un tuyau brisé.

- 2) Contamination de l'eau

Lorsque les tuyaux commencent à se corroder, les matériaux de corrosion et le plomb du métal exposé peuvent s'infiltrer dans votre alimentation en eau. Lorsque cela se produit, ces minéraux commencent à former une plaque qui recouvre l'intérieur de vos tuyaux. Au fil du temps, cette plaque commence à restreindre le débit d'eau de votre maison. Ensuite, l'eau peut même changer sa couleur.



Figure III.4 : Les tuyaux en Acier

III.4.Description du schéma d'adduction

La chaîne d'adduction prend son départ à partir de la station principale Tassadort , qui refoule l'eau vers le réservoir de Mezdata R1 (500m³). Ce dernier alimente gravitairement le réservoir existant à ThadarthOufella R2 (200m³).Le réservoir R2 permet d'alimenter gravitairement une brise charge en amont de village Akouir. Le réservoir R2 (200m³) aboutit à une alimentation de tous les villages.

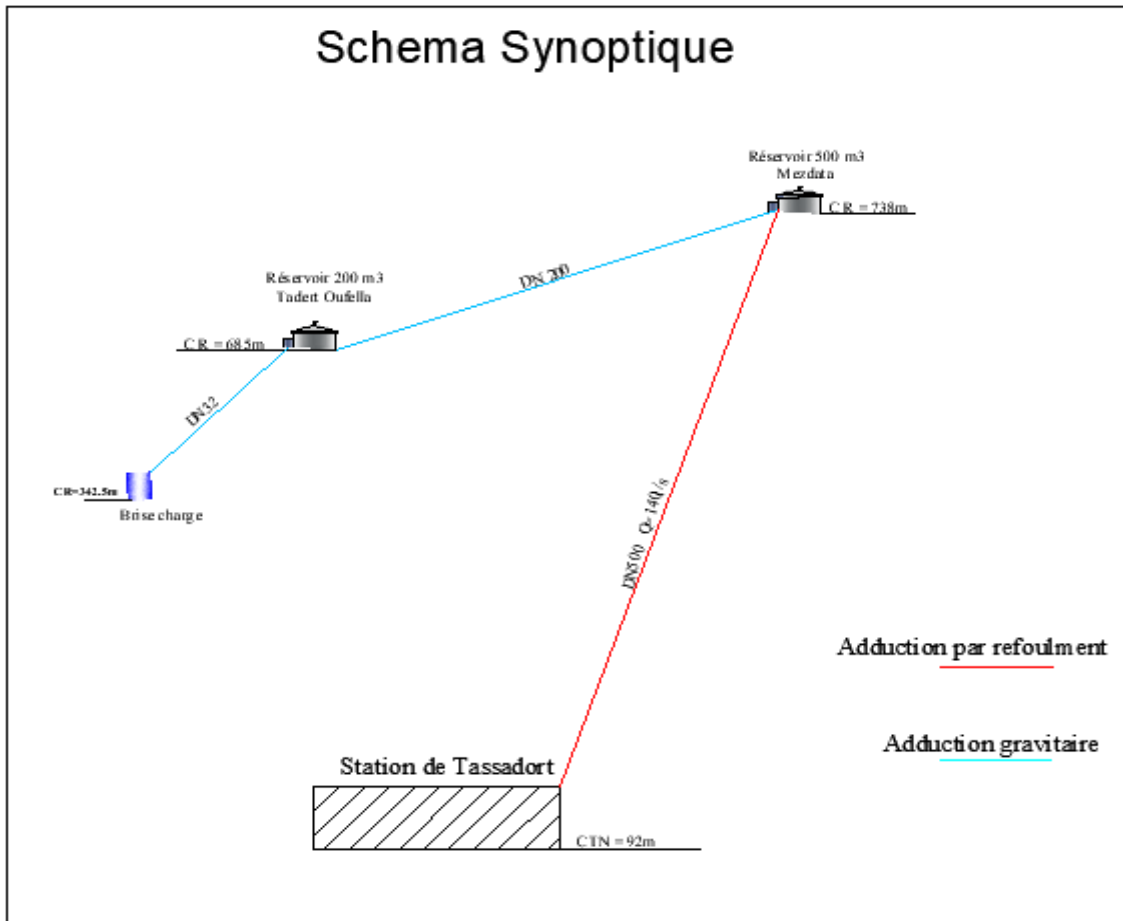


Figure III.5 : Schéma synoptique de l'adduction

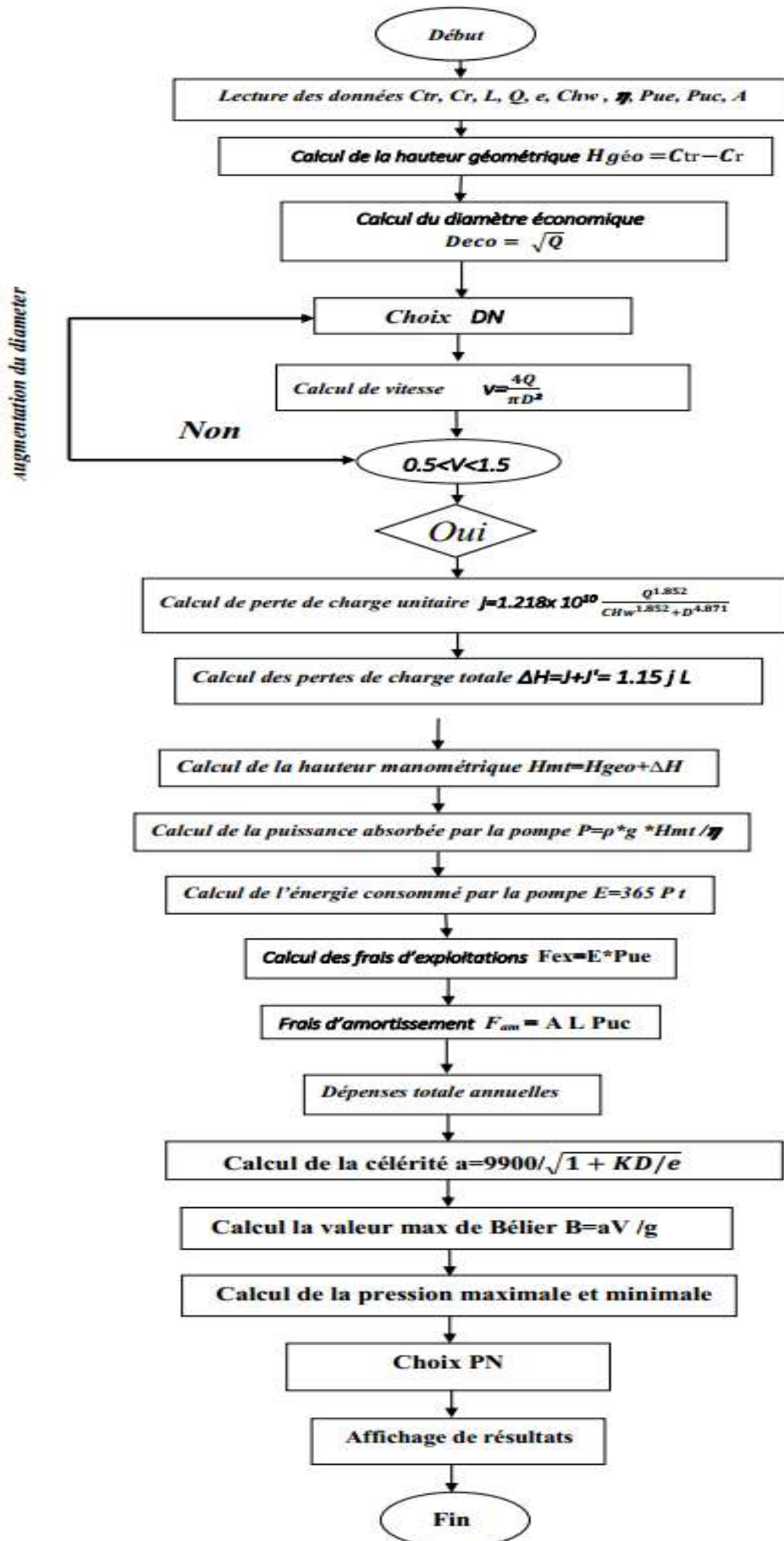
Les études sont effectuées conformément aux étapes présentées dans les organigrammes ci-dessous

Tableau III.1: Les adductions et les débits de dimensionnement concernés

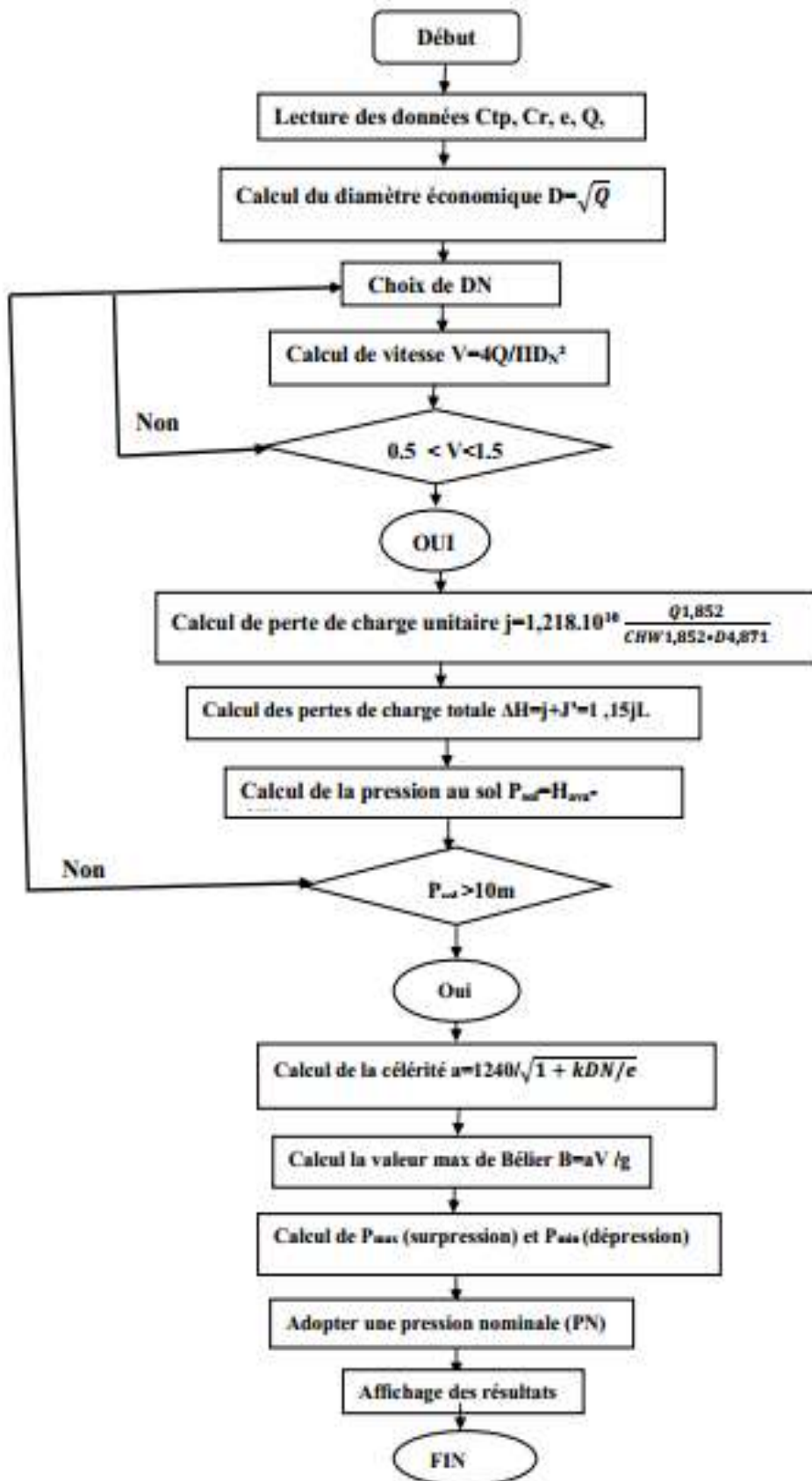
Type d'adduction	N° d'adduction	Point de départ	Point d'arrivée	Débit de dimensionnement (l/s)
Par refoulement	1	92	738	140
Gravitaire	2	738	685	5.15
	3	685	342.5	0.83

III.5. Etude d'adduction

Organigramme de calcul de l'adduction par refoulement



Organigramme de calcul des conduites d'adduction Gravitaire



III.5.1.La hauteur géométrique

Dans le cas d'une adduction par refoulement la hauteur géométrique est définie comme suit :

$$H \text{ géo} = C_a - C_d \quad (\text{III.1})$$

Et dans le cas d'adduction gravitaire est :

$$H_{\text{géo}} = C_d - C_a \quad (\text{III.2})$$

Où :

Ca: cote arrivée [m],

Cd : cote départ [m].

Tableau III.2 : La hauteur géométrique

Adduction	La hauteur géométrique(m)
Adduction S-Tassadort-R1(500m3)	642
Adduction R1 (500 m3)-R2(200m3)	53
Adduction R2 (200 m3)-Brise charge	342,5

III.5.2.Etude technico-économique des diamètres des conduites

Le dimensionnement des conduites d'adduction s'établit en recherchant le diamètre économique. La conciliation des deux tendances suivantes, nous permet de déterminer le diamètre économique des conduites.

Les frais d'amortissement de la conduite qui augmentent avec le diamètre de la canalisation. Les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge.

III.5.3.Choix de la gamme de diamètre

Parmi les formules de détermination de diamètre économique, nous citons la formule de Bonin et celle de Bresse, qui permettent d'avoir une première approche du diamètre économique (Moussa 2002).

Expression générale: $D = K\sqrt{Q}$ (III.3)

Formule de Bonin : $D = \sqrt{Q}$; $K=1$ (III.4)

Formule de Bresse: $D = 1,50\sqrt{Q}$; $K=1,50$ (III.5)

La relation de Pavlovski : $D = 1,38 * Q^{0.48}$ (III.6)

D : Diamètre de la conduite en mètre;

Q: Débit véhiculé en m³/s;

Les deux formules (III.4) et (III.5) nous donnent des valeurs supérieure et inférieure du diamètre.

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

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

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

$$0,50 \text{ m/s} \leq V \leq 1,50 \text{ m/s} \text{ (III.7)}$$

D'après la formule de Bonin, les diamètres calculés et adoptés sont présentés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.3 : Les diamètres économiques

Adduction	Diamètre calculé (mm)	Diamètre adopté (mm)
Adduction S-Tassadort-R1(500m3)	374,17	500
Adduction R1(500 m3)-R2(200m3)	71.76	75
Adduction R2(200 m3)-Brise charge	28.81	32

III.5.4. 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 de l'écoulement et satisfaire la condition de continuité dans la conduite, donnée par la relation (III.8)

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \text{ (III.8)}$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en m/s ;

D : diamètre de la conduite en m ;

Q : débit en m³/s ;

Tableau III.4 : Calcul des vitesses

Adduction	la vitesse calculée (m/s)
Adduction S-Tassadort-R1(500m3)	0,71
Adduction R1(500 m3)-R2(200m3)	1.17
Adduction R2(200 m3)-Brise charge	1.03

III.5.5. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation. Elles se présentent en deux formes :

- Les pertes de charges linéaires (j)
- Les pertes de charge singulières (j').

III.5.5.1. Pertes de charge linéaires j (régulières)

On appelle pertes de charge linéaire celles qui se produisent dans les tuyaux dépourvus de singularités. Elles sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des canalisations, et des molécules entre elles. Les pertes de charge linéaires sont déterminées à partir de la formule de Darcy-Weisbach.

$$J = \lambda \frac{L}{Dh} \frac{V^2 \text{ moy}}{2g} \quad (\text{III.9})$$

Détermination de (λ)

Pour le calcul de λ , trois cas peuvent se présenter :

- Turbulent rugueux: λ est donné par la formule de Nikuradze :

$$\lambda^{1/2} = [1.14 - 0.86 \log \left(\frac{\varepsilon}{D} \right)] \quad (\text{III.10})$$

- Régime de transition: λ est donné par la formule de Colebrook White

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.11})$$

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

- Régime laminaire : λ est indépendant de la rugosité relative, il n'est fonction que de nombre de Reynolds, Il est donné par l'expression de Poiseuille.

$$\lambda = \frac{64}{\text{Re}} \quad \lambda = f(\text{Re}) \quad (\text{III.12})$$

NB: λ peut être déterminé par le diagramme de Moody en fonction de nombre de Reynolds (Re) et la rugosité relative $\frac{\varepsilon}{D}$. (Annexe: diagramme de Moody)

➤ Détermination du nombre de Reynolds

C'est une valeur adimensionnelle, qui nous renseigne sur la nature du régime d'écoulement. Elle est donnée par le rapport des forces d'inertie sur les forces de viscosité (III.13).

$$Re = \frac{V_m * D_h}{\nu} \quad (III.13)$$

En fonction du nombre de Reynolds nous avons la classification suivante :

- $Re < 2100$ le régime est laminaire stable ;
- $2100 < Re < 4000$ le régime est transitoire ;
- $Re > 4000$ le régime est turbulent ;

➤ La rugosité

La rugosité absolue est donnée par la mesure de l'épaisseur des aspérités des parois du tuyau. La rugosité relative (ϵ / D) est le rapport de la rugosité absolue (ϵ) au diamètre de la conduite (D).

Dans la pratique, la rugosité absolue des tuyaux en acier est donnée par la formule suivante :

$$\epsilon = \epsilon_0 + \alpha * t \quad (III.14)$$

Dans le tableau (III.5) nous donnons les différents matériaux avec leur coefficient de rugosité.

Tableau III.5: Valeur de la rugosité pour différents matériaux

Matériau	Coefficient de HazenWilliams
Fonte	130-140
Béton ou Revêt de Béton	120-140
Plastic	130-150
Acier	140-150

- Dans le cas de notre étude les pertes de charge unitaires sont obtenues à partir de l'équation de **Hazen williams** (III.15)

$$j = 1,218 * 10^{10} \frac{Q^{1,852}}{chw^{1,852} * D^{4,871}} \quad (III.15)$$

Tableau III.6 : Les pertes de charges unitaires

Adduction	Les pertes de charges unitaires j (m)
Adduction S-Tassadort-R1(500m3)	0,0009
Adduction R1(500 m3)-R2(200m3)	0,0209
Adduction R2(200 m3)-Brise charge	0,0450

Les pertes de charges linéaires sont données par la relation :

$$J=j.L \quad (\text{III.16})$$

Avec :

J : les pertes de charges linéaires

L : la longueur de la conduite

Tableau III.7 : Les pertes de charges linéaires

Adduction	Les pertes de charges linéaires J (m)
Adduction S-Tassadort-R1(500m3)	5,7759
Adduction R1(500 m3)-R2(200m3)	16.6827
Adduction R2(200 m3)-Brise charge	68.1678

III.5.5.2.Calcul des pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières apparaissent au niveau des singularités (coudes, vannes, Clapets,...etc.). Elles sont estimées entre 10 et 20% des pertes de charge linéaires, celadépend du type des conduites, leurs longueurs, t type de raccordement...etc.

$$j' = 0.15 * j \quad (\text{III.17})$$

Tableau III.8 : Les pertes de charge singulières (j')

Adduction	Les pertes de charges singulières j' (m)
Adduction S-Tassadort-R1(500m3)	0.8664
Adduction R1(500 m3)-R2(200m3)	2.5024
Adduction R2(200 m3)-Brise charge	10.2252

III.5.5.3. Les pertes de charge totales (Jt) :

Les pertes de charge totales Jt le long de la conduite est la somme des pertes de charges linéaires et singulières.

$$Jt = 1,15 * J \quad (\text{III.18})$$

Tableau III.9 : Les pertes de charge totales (Jt)

Adduction	Les pertes de charges totales Jt (m)
Adduction S-Tassadort-R1(500m3)	6.6423
Adduction R1(500 m3)-R2(200m3)	19.1851
Adduction R2(200 m3)-Brise charge	14,0512

III.5.6. Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt)

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement.

$$Hmt = Hg + Jt \text{ (III.19)}$$

$$Hmt = 646 + 6.642$$

$$Hmt = 652.642 \text{ m}$$

III.5.7. Calcul de la pression au sol Psol

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

$$P_{sol} = H_{géo} - \Delta H = \text{cote piézométrique} - \text{cote du terrain naturel} \quad \text{(III.20)}$$

ΔH étant la perte de charge totale.

Tableau III.10 : Pression au sol

Adduction	Pression au sol (m)
Adduction R1(500 m ³)-R2(200m ³)	33.8149
Adduction R2(200 m ³)-Brise charge	264.1070

❖ $P > 10\text{m}$

III.5.8. Détermination de la puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée par La formule suivante :

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot Hmt}{\eta} \text{ (III.21)}$$

- **P**: puissance absorbée en KW ;
- **η** : rendement de la pompe qui est de 82%(DREW T.O) ;
- **Q** : débit en m³/s ;
- **g** : accélération de la pesanteur ($g=9.81\text{m/s}^2$) ;
- **Hmt** : hauteur manométrique totale en m

$$P = \frac{1000 \cdot 9.81 \cdot 0.140 \cdot 652.642}{0.82} P = 1093096,25 \text{ KW}$$

III.5.9. Calcul de l'énergie consommée 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

$$E = 365 * P * t \quad (III.22)$$

t : temps de pompage journalier (18 à 20 heures /24heures).
Dans notre cas, t est pris égal à 20 heures.

$$E=365*1093096.25*20 \quad E=7979602594 \text{ KWh}$$

On détermine finalement les Frais d'exploitation qui représentent les coûts de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau de la station de pompage jusqu'au réservoir de tête. Ces frais d'exploitation croissent quand le diamètre diminue et par suite de l'augmentation des pertes de charges. Ils sont déduits par la formule suivante :

$$F_{ex}=E*P_u \quad (III.23)$$

F_{ex} : frais de l'exploitation en DA ;

E : énergie consommée par la pompe KWH ;

P_u : tarif de l'énergie égale à 4,82 DA/ KWh (d'après les services de la SONELGAZ).

$$F_{ex}= 7979602594*4.82 \quad F_{ex}= 38461684501 \text{ DA}$$

III.5.10.Evaluation des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement(F_a) sont constitués par les prix de revient de conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, [dans notre cas supposons que les prix seront amortis dans une période de 30 ans (durée d'exploitation)], multiplié par le coefficient d'annuité d'amortissement (A).

$$F_{am}= P .L.A \text{ (DA)} \quad (III.24)$$

Avec :

· P : Prix unitaire de la conduite, fourniture, pause et terrassement en (DA) ;

· L : Longueur d'amortissement en mètre (m) ;

· A : Annuité d'amortissement donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (III.25)$$

· i : Taux d'annuité adopté égale à 8 % en Algérie ;

· n : Nombre d'années d'amortissement ($n=30$ ans) ;

Dans notre cas :

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0.088 = 8.88 \%$$

$$F_{am}=16261*6300*0.09$$

$$F_{am}=9099864,234 \text{ DA}$$

III.5.11. Le bilan des frais Ft

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.

$$F_t = F_{am} + F_{ex} \quad (\text{III.26})$$

$$F_t = 9099864,234 + 38461684501 \quad F_t = 38470784365$$

Le choix de diamètre est alors porté pour le diamètre ayant le bilan des frais moins élevés.

III.5.12. Calcul de la valeur de coup de bélier

La valeur maximale du coup de bélier est égal à :

$$B = \frac{aV}{g} \quad (\text{III.27})$$

g : l'accélération (m/s²) ;

V : vitesse de l'eau (m/s) ;

a : célérité des ondes du coup bélier (en m/s), et elle est donnée par la relation suivante :

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{K} + \frac{D}{Ee} \right)}} \quad (\text{III.28})$$

ρ : Masse volumique de l'eau = 103 Kg/m³ ;

k : compressibilité volumique de l'eau ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

Ee : module de Young de la paroi .

K : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite est donnée par :

$K = 0,66$ pour le PEHD,

= 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.

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D}{e}}} \quad (\text{III.29})$$

Dans le cas d'une conduite en PEHD, la vitesse de propagation de l'onde est donnée par la relation (III.30), (MOUSSA, 2002).

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + k \frac{D}{e}}} \quad (\text{III.30})$$

Tableau III.11: Lacélérité

Adduction	La célérité (m/s)
Adduction S-Tassadort-R1(500m3)	1109.980
Adduction R1(500 m3)-R2(200m3)	357.957
Adduction R2(200 m3)-Brise charge	1323.652

Tableau III.12 : La valeur de coup de bélier

Adduction	La valeur max de coup de bélier (m)
Adduction S-Tassadort-R1(500m3)	80.676
Adduction R1(500 m3)-R2(200m3)	42,536
Adduction R2(200 m3)-Brise charge	139.249

III.5.13.Choix de la pression nominale

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

III.5.14.Calcul de la pression maximale et minimale

*Cas de surpression

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

$$P_{max} = H_g + B \text{ (III.31)}$$

B : valeur maximale du coup de bélier.

H_g : la hauteur géométrique.

P_{max} : la pression maximale.

*Cas de dépression

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

$$P_{min} = H_g - B \text{ (III.32)}$$

Tableau III.13 : La surpression et la dépression

Adduction	La pression max (bar)	La pression min (bar)	Choix PN (bar)
Adduction S-Tassadort-R1(500m3)	72,668	56,532	60
Adduction R1(500 m3)-R2(200m3)	9.554	1.046	10
Adduction R2(200 m3)-Brise charge	48.175	20.325	20

Tableau III.14 :Etude d'adduction par refoulement:Tassadort vers R1(500m3)

Désignation de la variable	Valeur			Unité
Donnees du probleme				
Cote radier de la station Tassadort Cd	92			m
Cote radier de réservoir R1 Ca	738			m
Débit à véhiculer à travers la conduite Q	140			l/s
Longueur de la conduite L	6300			m
Coefficient de rugosité équivalente Chw	136			
Introduire le coefficient K	0,5			
Phase de calcul				
Hauteur géométrique Hgeo	646			m
Calcul du diamètre économique Deco	374,17			mm
Temps de pompage t	20			heurs
Prix du kilo watt-heure Pue	4,82			DA
Nature du matériau de la conduite	Acier	Acier	Acier	
	1° variante	2° variante	3° variante	
Introduire le diamètre normalisé DN	500	300	400	mm
Introduire l'épaisseur de la conduite e	11.3	6	10.3	mm
Vitesse d'écoulement de l'eau V	0,713	1,455	1,114	m/s
Test de la vitesse	correcte	correcte	correcte	
nombre d'année d'amortissement n	30,000			
indice d'inuité i	0,080			
l'annuité A	0,09			
Coefficient de rugosité équivalente chw	136,000	136,000	136,000	
Perte de charge unitaire j	0,0009	0,005	0,003	m/ml
Pertes de charge linéaires J	5,7759	32,821	17,127	m
Pertes de charge singulières j'	0,8664	4,923	2,569	m
Pertes de charge totales Jt	6,6423	37,744	19,695	m
La hauteur manométrique Hmt	652,642	683,744	665,695	m
Pression absorbé par la pompe p	1093096,246	1145187,434	1114958,743	KW
Energie consommée par la pompe E	7979602594	8359868271,021	8139198825,197	KWh
Frais d'exploitation Fex	38461684501	40294565066,321	39230938337,451	DA
Frais d'amortissement Fam	11751869.44	7823387.368	774399.249	DA
Dépenses totales annuelles	38470784365	40301850441,914	39239561971,166	DA
Célérité de l'onde de choc a	1109,980	259,263	243,184	m/s
Valeur du coupr de bélier B	80,676	18,844	27,617	m
Supression maximale Pmax	72,668	66,484	67,362	bars
Dépression maximale Pmin	56,532	62,716	61,838	bars
Choix de la pression nominale PN	60,000	60,000	60,000	bars

D'après le Tableau (III.14) ci-dessus, le diamètre économique reliant la station Tassadort vers le réservoir R1(500m³) est de DN 500 PN60 dont matériau utilise est l'acier.

Tableau III.15 : Etude d'adduction gravitaire : R1(500m³) vers R2(200m³)

Désignation de la variable		Valeur			Unité
Données du problème					
Cote radié de réservoir R1	Cd	738			m
Cote radié de réservoir R2	Ca	685			m
Débit à véhiculer à travers la conduite	Q	5,15			l/s
Longueur de la conduite	L	800			m
Coefficient de rugosité équivalente	Chw	136			
Introduire le coefficient	K	0,66			
Phase du calcul					
Hauteur géométrique	Hgeo	53			m
Calcul du diamètre économique	Deco	71,764			mm
		1° variante	2° variante	3° variante	
Introduire le diamètre normalisé	DN	75	90	63	mm
Introduire l'épaisseur de la conduite	e	4,5	5,4	3,8	mm
Vitesse d'écoulement de l'eau	V	1,17	0,81	1,652	m/s
Test de la vitesse		correct	correct	incorrect	
Perte de charge unitaire	j	0,0209	0,009		m/ml
Pertes de charge linéaires	J	16,6827	6,864		m
Pertes de charge singulières	j'	2,5024	1,030		m
Pertes de charge totales	Jt	19,1851	7,894		m
Pression au sol au réservoir d'arrivée	Psol	33,8149	45,106		m
Test de la pression		correct	correct		
Célérité de l'onde de choc	a	357,957	357,957		m/s
Valeur du coup de bélier	B	42,536	42,536		m
Surpression maximale	Pmax	9,554	9,554		bars
Dépression maximale	Pmin	1,046	1,046		bars
Choix de la pression nominale	PN	10,000	10,000		bars

D'après le Tableau (III.15) ci-dessus, le diamètre économique reliant le réservoir R1(500m³) vers le réservoir R2(200m³) est de DN75 PN10 dont matériau utilise est de PEHD.

Tableau III.16 :Etude d'adduction gravitaire : R2 (200m3) vers Brise charge

Désignation de la variable		Valeur			Unité
Données du problème					
Cote radier de réservoir R2	Cd	685			m
Cote radier de brise charge	Ca	342,5			m
Débit à véhiculer à travers la conduite Q		0,83			l/s
Longueur de la conduite	L	1516			m
Coefficient de rugosité équivalente	Chw	136			
Introduire le coefficient	K	0,66			
Phase de calcul					
Hauteur géométrique	Hgeo	342,5			m
Calcul du diamètre économique	Deco	28,81			mm
		1° variante	2° variante	3° variante	
Introduire le diamètre normalisé	DN	32	40	25	mm
Introduire l'épaisseur de la conduite e		3	3,7	2,3	mm
Vitesse d'écoulement de l'eau	V	1,032	0,660	1,691	m/s
Test de la vitesse		correct	correct	incorrect	
Perte de charge unitaire	j	0,0450	0,015	0,150	m/ml
Pertes de charge linéaires	J	68,1678	22,990		m
Pertes de charge singulières	j'	10,2252	3,448		m
Pertes de charge totales	Jt	78,3930	26,438		m
Pression au sol au réservoir d'arrivée	Psol	264,1070	316,062		m
Test de la Pression		correct	correct		
Célérité de l'onde de choc	a	1323,652	1303,309		m/s
Valeur du coup de bélier	B	139,249	87,750		m
Surpression maximale	Pmax	48,175	43,025		bars
Dépression maximale	Pmin	20,325	25,475		bars
Choix de la pression nominale	PN	16,000	16,000		bars

D'après le Tableau (III.16) ci-dessus, le diamètre économique reliant le réservoir) le réservoir R2 (200m3) vers la brise charge est de DN32 PN16 dont matériau utilisé est de PEHD.

Tableau III.17: récapitulatif des résultats obtenus

Tronçon	Type d'adduction	Matériau de conduite	DN(mm)	V(m/s)	Hmt(m)	PN(bar)	Dépenses totales annuelles(DA)
Tassadort - R1 (500m ³)	Refoulement	Acier	500	0,713	652,642	60	38470784365
R1 (500m ³)-R2 (200m ³)	Gravitaire	PEHD	75	1,166	/	10	/
R2 (200m ³)-Brise charge	Gravitaire	PEHD	32	1,032	/	16	/

Conclusion

Dans ce chapitre le paramètre le plus important est le diamètre des conduites qui doit être choisi de telle façon que les vitesses doivent se situées dans une gamme acceptable, et Pour se faire nous avons toujours recours à l'aspect technico-économique. Enfin le choix du matériau des conduites est fait selon les mêmes critères technico-économique notamment en tenant compte de la nature du sol, la topographie et le coût.

Chapitre IV

Les réservoirs

Introduction

Le réservoir est un ouvrage hydraulique intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. Cet ouvrage est aménagé pour contenir de l'eau soit pour la consommation publique, ou pour l'industrie.

IV.1. Description des réservoirs existants

Le système d'alimentation en eau potable de la zone d'étude est disposé de deux (2) réservoirs, dont les caractéristiques sont données dans le tableau (IV.1) ci-dessous.

Tableau IV.1 : Caractéristiques des réservoirs

Réservoirs	Capacité (m3)	Cote de terrain naturel (m)
R1	500	738
R2	200	685

IV.2. Rôle des réservoirs

Le rôle du réservoir est :

- Emmagasinement d'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage ;
- Réducteur des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes) ;
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- Assurer une réserve d'incendie ;
- Ils peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.

➤ Dans notre cas :

- Le réservoir de Thadarth Oufella (200 m³) est un réservoir de distribution.
 - Le réservoir de Mezdata (500 m³) est un réservoir de stockage et de transit.
- Ceréservoir alimente gravitairement trois (3) réservoirs :
- Le réservoir de 200m³ à Thadarth Oufella
 - Le réservoir de 100m³ à Agaroubou
 - Le réservoir de 100m³ à Kamouda.

IV.3. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car l'on doit tenir compte des considérations suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est à dire que la cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau de l'agglomération.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité de l'important centre de la consommation ;

- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire aux abonnés la pression suffisante.
- Pour le réservoir de Mezdata est à 738m d'altitude, et il est alimenté par refoulement de la station Tassadort .
- Pour le réservoir de Thadarth Oufella est à 685 m d'altitude, et il est alimenté gravitairement de réservoir de Mezdata .

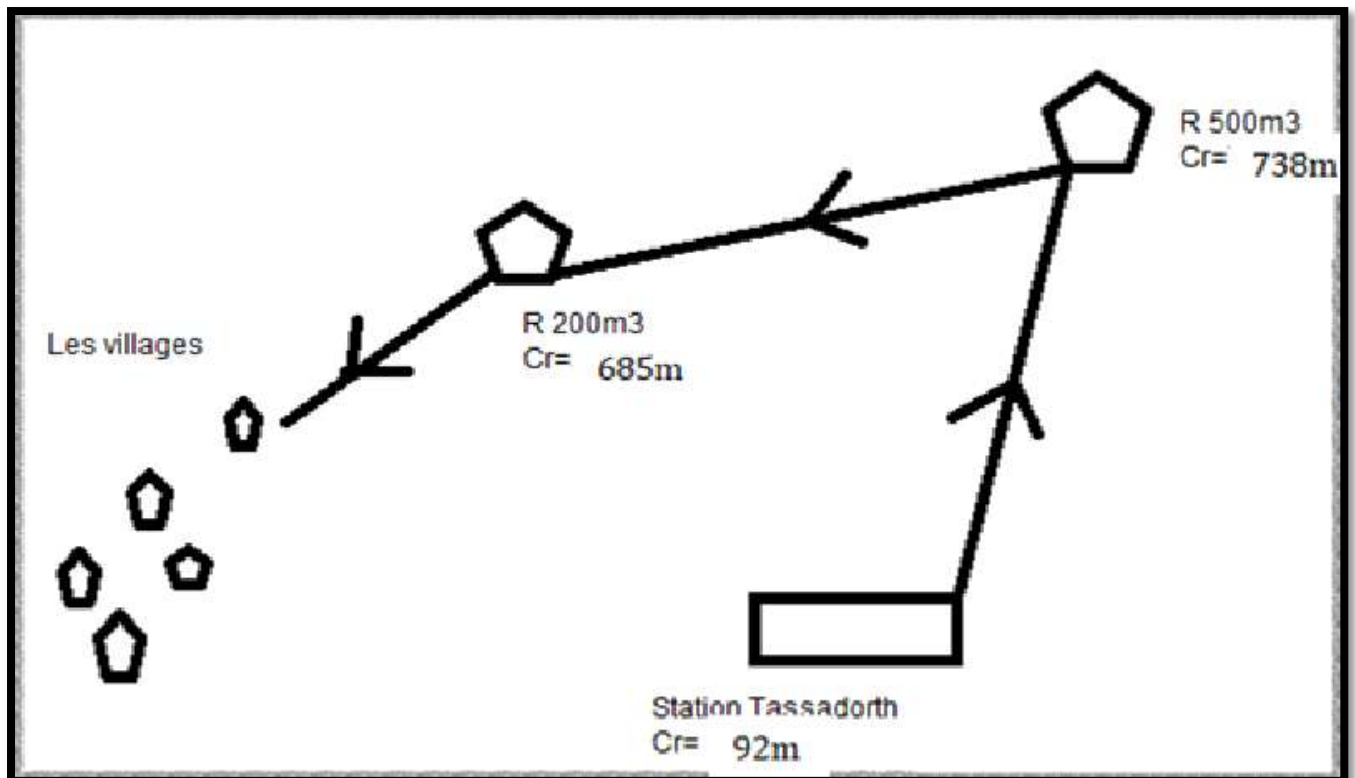


Figure IV.1 : Emplacement de réservoirs

IV.4. Principe de fonctionnement

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante ;
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction distribution), Ce pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.
- Pour notre cas, le réservoir de Thadarth Oufella présente une adduction continue 24/24h ;
- Le réservoir de Mezdata est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé, il permet aussi d'emmagasiner l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage et assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de pompage.

IV.5. Le type des réservoirs

D'après la nature des matériaux, on distingue :

- Les réservoirs métalliques.
- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs en béton armé, ordinaires ou précontraints.

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrés.
- Semi-enterrés. (Sur surface)
- Sur- élevés, sur tour.

D'après les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

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

Selon des servitudes d'esthétisme on peut affirmer les fonctions d'un réservoir comme on peut l'intégrer au paysage.

Enfin, d'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires.
- Carrés.
- Rectangulaires.
- Comme on trouve parfois des réservoirs à formes quelconques (sphérique, conique,...etc).

➤ Pour notre projet, on a deux réservoirs existants circulaires en béton armé, posés au sol.

Le réservoir de 200 m³ est un réservoir de distribution

Le réservoir de 500 m³ est un réservoir de stockage et de transit

Un réservoir (jumelé à R2) projeté de 100 m³.

IV.6. Construction des réservoirs

• Forme

En règle générale, les réservoirs sont circulaires, rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontrainte.

• Hauteur d'eau

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la construction ; toutefois, elle ne devrait pas dépasser 6m. Une hauteur supérieure complique le nettoyage du réservoir et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution. Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour les réservoirs petits et moyens capacité.

Tableau IV.2: Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile

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

➤ La capacité de deux(2) réservoirs existants est de 200 m³ et 500 m³, donc la hauteur d'eau optimum est 4m

IV.7. Equipement du réservoir

IV.7.1. Equipements hydrauliques des réservoirs

L'alimentation de réservoir de 200 m³ de Thadarth Oufella est assuré par le réservoir de 500m³ qui est alimenté par la station de Tassadort .les réservoirs existants sont équipés hydrauliquement par différentes conduites telles que :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- D'une conduite de départ ou de distribution ;
- D'une conduite de trop-plein
- D'une conduite de vidange ;
- D'une conduite by-pass ;
- Du système de matérialisation d'incendie.

IV.7.1.1. Conduite d'arrivée

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve ensiphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée de l'eau permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et écoulements par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type antibielier; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable (Figure (IV.2)).

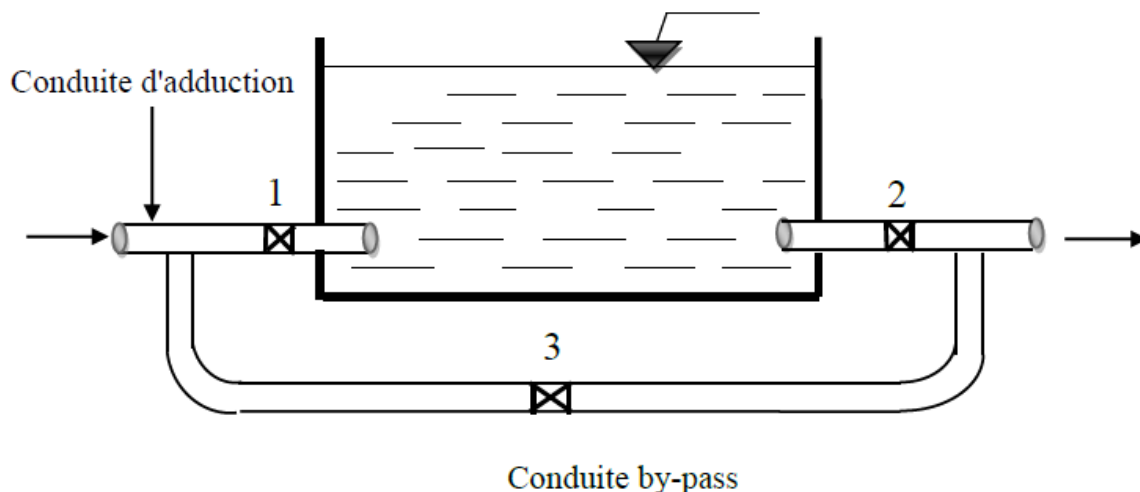


Figure IV.2 : conduite d'arrivée

IV.7.1.2. Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite. (Figure (IV.3)).

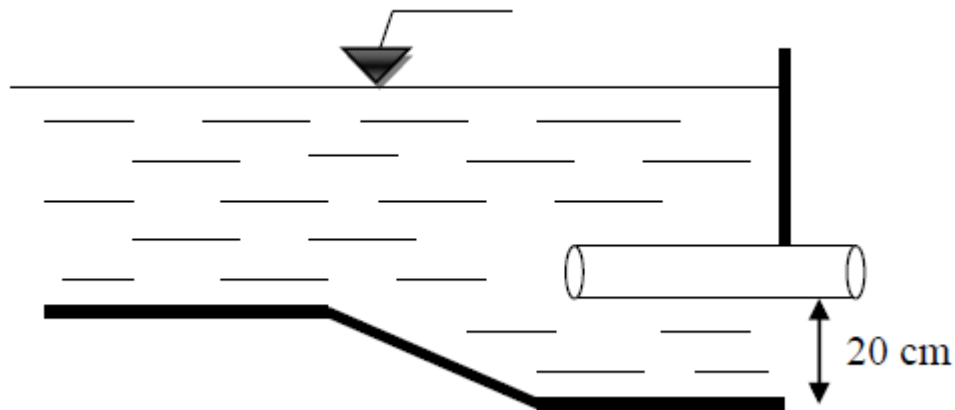


Figure IV.3 : Conduite de distribution

IV.7.1.3. Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas.

Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étrangers. (Figure IV.4)).

IV.7.1.4. Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable (Figure(IV.4)).

IV.7.1.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge. (Figure (IV.2)).

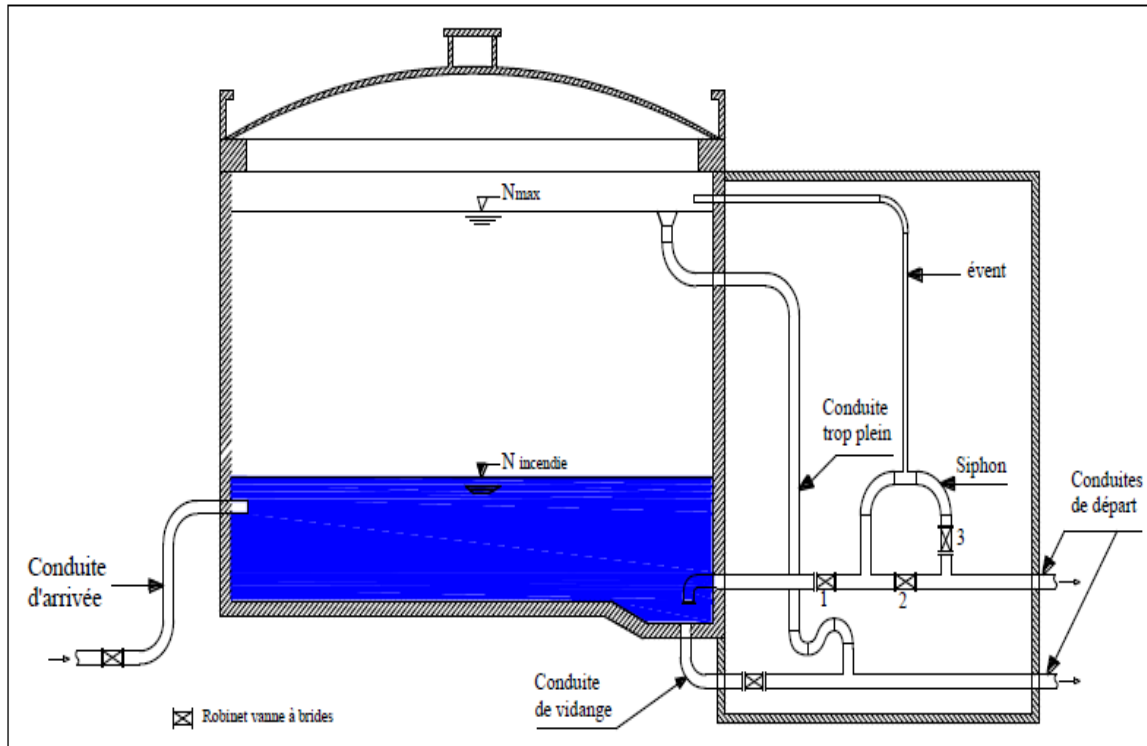


Figure IV.4 : Equipements du réservoir

IV.7.2. Equipement de nettoyage

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

IV.8. Vérification de la capacité des réservoirs existants à l'horizon projet

Pour l'estimation de la capacité de réservoir à l'horizon 2050, on a recourt soit à la méthode graphique ou analytique.

IV.8.1. Méthode analytique

Cette méthode suppose une adduction à débit uniformément réparti sur 24 heures et soit (a) la valeur du débit horaire moyen de distribution ($a=C/24$). Quant aux débits sortant, nous savons qu'ils sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saison, ...etc. le découpage en tranche horaire pendant lesquelles le débit sera sensiblement constant est effectué à l'aide d'un analyseur de débit. Les résultats varient selon les agglomérations.

Généralement on utilise les valeurs suivantes :

- 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 du réservoir est égale à la somme du plus grand excès (ΔV^+_{max}), et le plus grand déficit (ΔV^-_{max}), en ajoutant la réserve d'incendie.

$$Vr = \Delta V^+_{max} + \Delta V^-_{max} \quad (IV.1)$$

$$VT = \Delta V^+_{max} + \Delta V^-_{max} + Vri \quad (IV.2)$$

Avec :

Vr : volume réel du réservoir en m³ ;

ΔV^+ : excès d'eau = débit cumulé refoulé – débit cumulé distribuer en m³;

ΔV^- : déficit en eau = débit cumulé refoulé – débit cumulé distribuer m³;

Vri : Volume de la réserve d'incendie.

Réglementairement, on prévoit pour l'extinction d'un incendie moyen un débit de 120 m³ pour une durée de deux heures.

- **Le débit moyen horaire de distribution (a)**

Le calcul du débit moyen horaire «a» ; ce fait par la formule suivante:

$$a = \frac{Q_{max,j}}{24} \quad (IV.3)$$

$$a = 445.05/24$$

$$a = 18.54 \text{ m}^3/\text{j}$$

✚ Calcul de la capacité de réservoir R2 :

Tableau IV.3 : la capacité de réservoir de Thadarth Oufella (200m3) R2

Heure	Arrivée	Débit entrant (m3)	Cumm entrant (m3)	Sortie	Débit sortant (m3)	Cumm sortant (m3)	La différence
00_01	a	18,54	18,54	0,125a	2,32	2,32	16,23
01_02	a	18,54	37,09	0,125a	2,32	4,64	32,45
02_03	a	18,54	55,63	0,125a	2,32	6,95	48,68
03_04	a	18,54	74,17	0,125a	2,32	9,27	64,90
04_05	a	18,54	92,72	0,125a	2,32	11,59	81,13
05_06	a	18,54	111,26	0,125a	2,32	13,91	97,35
06_07	a	18,54	129,81	a	18,54	32,45	97,35
07_08	a	18,54	148,35	3,5a	64,90	97,35	50,99
08_09	a	18,54	166,89	3,5a	64,90	162,26	4,64
09_10	a	18,54	185,44	3,5a	64,90	227,16	-41,72
10_11	a	18,54	203,98	3,5a	64,90	292,06	-88,08
11_12	a	18,54	222,52	0,4a	7,42	299,48	-76,96
12_13	a	18,54	241,07	0,4a	7,42	306,90	-65,83
13_14	a	18,54	259,61	0,4a	7,42	314,31	-54,70
14_15	a	18,54	278,15	0,4a	7,42	321,73	-43,58
15_16	a	18,54	296,70	0,4a	7,42	329,15	-32,45
16_17	a	18,54	315,24	2a	37,09	366,24	-50,99
17_18	a	18,54	333,79	2a	37,09	403,32	-69,54
18_19	a	18,54	352,33	0,5a	9,27	412,60	-60,27
19_20	a	18,54	370,87	0,5a	9,27	421,87	-50,99
20_21	a	18,54	389,42	0,5a	9,27	431,14	-41,72
21_22	a	18,54	407,96	0,5a	9,27	440,41	-32,45
22_23	a	18,54	426,50	0,125a	2,32	442,73	-16,23
23_00	a	18,54	445,05	0,125a	2,32	445,05	0,00
Total	24a	445,05	5563,09				

Le volume réel du réservoir R2 est donné:

$$V_r = |97.35| + |-88.08| \quad \mathbf{V_r = 185.43 \text{ m}^3}$$

Le volume final du réservoir tenant compte le volume d'incendie est égal:

$$V_{rf} = 185.43 + 122 \quad \mathbf{V_{rf} = 307.43 \text{ m}^3}$$

IV.8.2. Méthode graphique

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

$$\mathbf{VR = \Delta V_{max} + \Delta V_{min} + V_{inc}} \quad (IV.4)$$

Avec :

- V_R : Volume du réservoir,
- ΔV_{max} : Surplus en (m^3),
- ΔV_{min} : Déficit en (m^3),
- V_{inc} : Réserve d'incendie ($V_{inc} = 122 \text{ m}^3$).

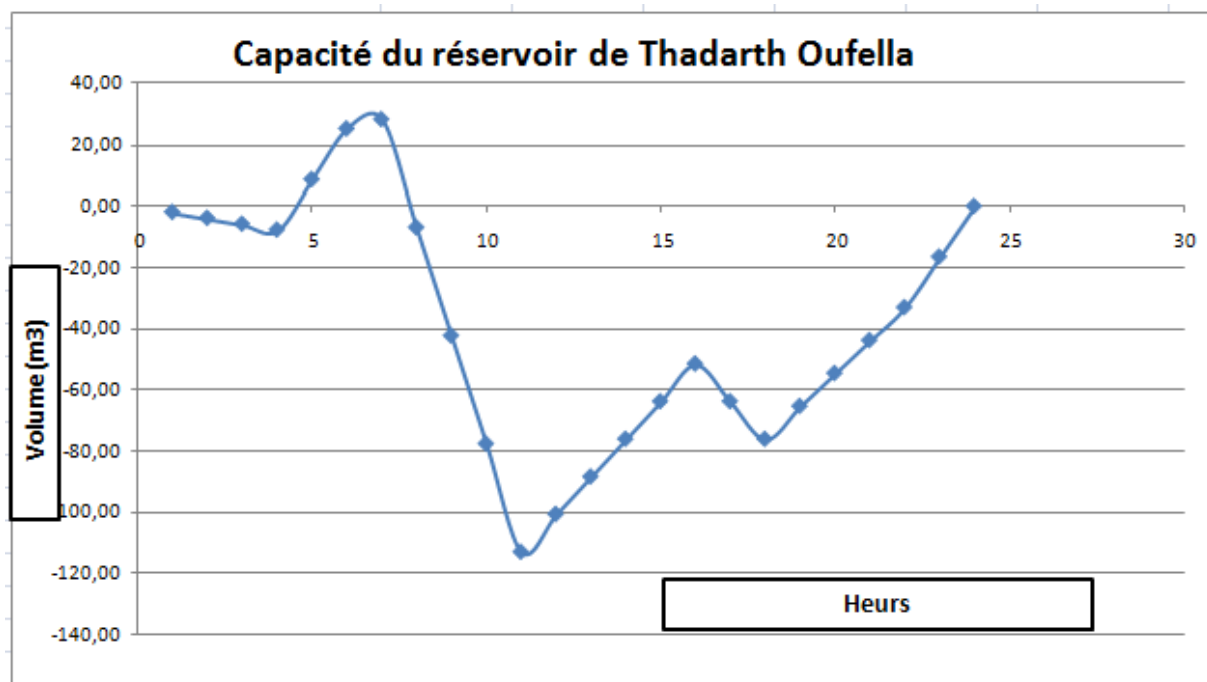


Figure IV.5: Capacité du Réservoir existant R2

Le volume final en tenant compte la réserve d'incendie est :

$$V_{rf} = |97.35| + |-88.08| + 122.4 \quad \mathbf{V_{rf} = 307.83 \text{ m}^3}$$

- La capacité totale du réservoir est de 200m³, alors que le volume calculé est estimé à 307.43 m³, la capacité existante est insuffisante pour satisfaire les besoins de la zone étudié, et pour cela on propose de construire un réservoir jumelé dont la capacité est de 100 m³.

- **Dimensionnement du réservoir**

Après avoir déterminée la capacité du réservoir, nous procédons à son dimensionnement par déterminer la section et le diamètre.

a. Section du réservoir projeté:

Elle déterminée par la formule:

$$S = \frac{V_{rf}}{h} \quad (IV.5)$$

Avec:

V_r: Volume du réservoir projeté en (m³).

S: section du réservoir en (m²).

h: Hauteur de la colonne d'eau = 4 m.

$$S = 100/4 \quad \quad \quad \mathbf{S = 25m^2}$$

b. Diamètre du réservoir

Le diamètre du réservoir sera déterminé par la formule :

$$D = \sqrt{\frac{4V_r}{\pi \cdot h}} \quad (IV.6)$$

D: Diamètre du réservoir en (m)

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 100}{3.14 \cdot 4}} \quad \quad \quad \mathbf{D = 5.64 \text{ m}}$$

C. Hauteur de la réserve d'incendie:

La hauteur de la réserve d'incendie est donnée par la relation suivante:

$$H_{inc} = \frac{4V_{inc}}{\pi D^2} \quad (IV.7)$$

Avec:

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

V_{inc}: le volume de la réserve d'incendie égale à 122 m³

$$H_{inc} = \frac{4 \cdot 122}{3.14 \cdot 5.64^2} \quad \quad \quad \mathbf{H_{inc} = 4.88 \text{ m.}}$$

Tableau IV.4: Les caractéristiques du réservoir projeté

Caractéristiques	Valeur	Unité
Volume du réservoir projeté V_r	100	m ³
Hauteur d'eau dans le réservoir H_e	4	m
Section du réservoir S	25	m ²
Diamètre du réservoir D	5.64	m
Hauteur d'incendie H_{inc}	4.88	m

Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons effectué les calculs de vérification de capacité de stockage de réservoir existant.

Le dimensionnement du réservoir de distribution R2 de Thadarth Oufella compte tenue de la réserve d'incendie a donné une capacité de 307.83 m³ nous adoptons un réservoir de capacité de 300 m³. Cette capacité sera insuffisante pour l'horizon d'étude 2050.

Etant donné qu'il existe déjà un réservoir de capacité 200 m³, donc il est nécessaire d'implanter un réservoir de capacité 100 m³.

Chapitre V

Réseau dedistribution

Introduction

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. L'eau est distribuée à partir de ce réseau qui doit être dimensionné de telle façon à assurer le débit et la pression nécessaires à chaque consommateur.

L'eau qui arrive de la station de pompage est distribuée dans un réseau de canalisation dans lesquelles les branchements servent de piquages en vue de satisfaire l'alimentation des abonnés.

V.1. Choix du type de réseau de distribution

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

- 1- Réseau ramifié
- 2- Réseau maillé
- 3- Réseau combiné
- 4- Réseau étagé

Nous avons opté pour un réseau maillé, qui est constitué de plusieurs conduites disposées de telle manière qu'il est possible de décrire un polygone fermé appelé maille. Bien que son coût soit élevé il reste préférable au réseau ramifié, car dans le cas d'une fuite dans une conduite on peut la réparer sans faire couper l'alimentation de la ville.

A l'aide d'une simple fermeture des deux vannes positionnées aux deux extrémités de la conduite endommagée, on peut assurer l'alimentation du reste de l'agglomération et réparer la panne de la dite conduite

- Le réseau de distribution de ce projet est ramifié.

V. 2. Conception du réseau de distribution

Plusieurs facteurs influents sur la conception du réseau, on peut noter que les plus importants sont l'emplacement des principaux consommateurs et le relief de la région.

Ce projet permettra l'alimentation en eau potable de la zone en une alimentation étagée et par conséquent, une séparation de la partie haute (Villages Thaarkouvth-Ighil Ouerouak-Thighilt Hamza-Thaazivth) et basse (Village Akour), solution la plus indiquée pour ce genre de villages avec un relief accidenté ayant une différence de dénivellation importante.

V.3. Choix du type de matériaux

Dans le but du bon choix du type de matériau, on prend en compte les paramètres suivants :

- 1- Le diamètre
- 2- La pression de service à supporter par le matériau
- 3- Les conditions de pose
- 4- Le prix de la conduite
- 5- La durée de vie du matériau

6- La disponibilité de ce dernier sur le marché

- Dans notre cas nous avons opté des conduites en PEHD.

V.4.Choix du système de distribution

Dans l'alimentation en eau potable, on distingue deux principaux systèmes de distribution :

- 1- Système à réservoir de tête
- 2- Système à contre réservoir ou à injection directe

- Vu la configuration du terrain de notre zone d'étude, nous avons opté pour le système à contre réservoir.

Le tracé de notre réseau de distribution a été conçu en tenant compte des paramètres ci-dessous :

- Repérer les consommations importantes (débits concentrés)
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante
- Déterminer le sens principal de la distribution d'eau potable.

V.5.Calcul hydraulique du réseau de distribution

V.5.1. Calcul de débit

La consommation moyenne en eau potable est donnée par la relation suivante :

$$Q_{mep} = \frac{P_n \cdot \text{dot}}{24 \cdot 3600} \quad (V.1)$$

L'accroissement de la population P_n (nombre d'habitants à l'horizon de l'étude) est déterminé par la formule suivante :

$$P_n = P_0(1 + \alpha)^n \quad (V.2)$$

Où :

P_0 : nombre d'habitants au dernier Recensement Général de la Population et de l'Habitat,

α : taux d'accroissement de la population donné par le RGPH,

n : nombre d'années séparant les deux horizons de l'étude,

La dotation (dot) en eau potable est prise égale à 150 l/jour/habitant.

Les conduites devront pouvoir transiter les plus forts débits instantanés en tenant compte du débit de pointe, donnée par :

$$Q_p = Q_{mep} \cdot K_p \quad (V.3)$$

K_p : coefficient de pointe [], égal :

$$K = 1.5 + 2.5 / \sqrt{Q_{mep}} \text{ si } Q_{mep} < 2,8 \text{ l/sec}$$

$$K_p = 3 \text{ si } Q_{mep} > 2,8 \text{ l/sec}$$

La méthode appliquée pour la détermination des débits à évacuer par chaque tronçon est celle dite linéaire, qui consiste à calculer les débits véhiculés par les tronçons à partir d'un débit spécifique par mètre linéaire de conduite :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (V.4)$$

Avec :

Q_{sp} : débit spécifique [l/sec/m],

$\sum_i L_i$: Somme des longueurs de tous les tronçons (longueur totale du réseau) [m]

Tableau V.1 : Calcul des débits : La zone haute (Villages Thaarkouvth-IghilOuverouak-Thighilt Hamza-Thaazivth)

Population	1 721	hab
Dotation	150	l/hab/j
K_p	3	
Besoins	8,962	l/s
Linéaire du réseau	3048	ml
Débit spécifique	0,00294	l/s/ml

Tableau V.2 : Calcul des débits : La zone basse (Village Akourir)

Population	333	Hab
Dotation	150	l/hab/j
K_p	3	
Besoins	1,734	l/s
Linéaire du réseau	1531	ml
Débit spécifique	0,00113	l/s/ml

V.5.2.Choix du diamètre

Pour le choix des diamètres, il faut se référer aux diamètres normalisés. Cependant, il ne faut pas y'aller au dessus de 0.06 m, voir 0.08 m. Dans les tronçons sur lesquels il est prévu l'installation de bouches d'incendie, le diamètre minimal sera de 0.100 m ou, mieux encore 0.150 m.

Tableau V.3 : Choix des diamètres (La zone haute)

Tronçon	Débit (l/s)	Deco (mm)	DN (mm)
Re1-A	8,942	94,56	125,00
A-A1	0,134	11,59	20,00
A-B	8,435	91,84	125,00
B-B1	0,474	21,77	30,00
B-C	6,584	81,14	100,00
C-C1	0,105	10,25	20,00
C-D	5,220	72,25	90,00
D-D1	0,288	16,97	25,00
D-E	4,094	63,99	80,00
E-E1	0,044	6,61	20,00
E-F	3,700	60,83	80,00
F-F1	0,324	17,99	25,00
F1-F2	0,061	7,84	20,00
F1-F3	0,097	9,85	20,00
F-G	3,081	55,51	60,00
G-G1	0,280	16,73	25,00
G-H	1,281	35,79	40,00
H-H1	0,234	15,31	20,00
H-H2	0,537	23,17	30,00
H-H3	0,320	17,89	25,00

Tableau V.4 : Choix des diamètres (La zone basse)

Tronçons	Débit (l/s)	Dec (mm)	DN (mm)
BR - I'	1,727	41,55	50,00
I' - RP	1,450	38,08	50,00
RP - I	0,884	29,73	40,00
I - I1	0,037	6,11	20,00
I - J	0,362	19,03	25,00
J - J1	0,022	4,74	20,00
J - J2	0,069	8,32	20,00

V.5.3. Vitesse de l'eau

La vitesse de l'eau dans les conduites sera de l'ordre de 0,50 à 1,50 m/s. Les faibles vitesses favorisent les formations de dépôts qu'il est parfois difficile à évacuer.

Tableau V.5 : Calcul des vitesses (La zone haute)

Tronçon	Débit (l/s)	DN (mm)	V (m/s)
Re1-A	8,942	125,00	0,73
A-A1	0,134	20,00	0,43
A-B	8,435	125,00	0,69
B-B1	0,474	30,00	0,67
B-C	6,584	100,00	0,84
C-C1	0,105	20,00	0,33
C-D	5,220	90,00	0,82
D-D1	0,288	25,00	0,59
D-E	4,094	80,00	0,81
E-E1	0,044	20,00	0,14
E-F	3,700	80,00	0,74
F-F1	0,324	25,00	0,66
F1-F2	0,061	20,00	0,20
F1-F3	0,097	20,00	0,31
F-G	3,081	60,00	1,09
G-G1	0,280	25,00	0,57
G-H	1,281	40,00	1,02
H-H1	0,234	20,00	0,75
H-H2	0,537	30,00	0,76
H-H3	0,320	25,00	0,65

Tableau V.6 : Calcul des vitesses (La zone basse)

Tronçons	Débit (l/s)	DN (mm)	V (m/s)
BR - I'	1,7267	50,00	0,88
I' - RP	1,4503	50,00	0,74
RP - I	0,8837	40,00	0,70
I - I1	0,0374	20,00	0,12
I - J	0,3622	25,00	0,74
J - J1	0,0224	20,00	0,07
J - J2	0,0692	20,00	0,22

V.5.4. Pression

Le réseau de distribution doit être calculé pour satisfaire notamment, aux conditions de pression suivantes :

- Une charge minimale de 3,00 m doit être prévue sur les orifices de puisage les plus élevés (5,00 m dans le cas de chauffe eau instantané).
- En vue de la bonne tenue des canalisations et notamment, de leurs joints, il y'a lieu d'éviter en ville seulement des pressions supérieures à 40 m qui risquent d'apporter des désordres (fuites notamment) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés.
- Si, néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il y aurait lieu, en vue de les diminuer, soit d'envisager une distribution étagée, soit de prévoir l'installation sur le réseau d'appareils réducteurs de pression.

Tableau V.7 : Calcul des pressions (La zone haute)

Tronçons	Longueur L(ml)	Diamètre(mm)	Débit(l/s)	j (m/ml)	Jt (m/ml)	V (m/s)	CTNam	CTNav	Ham (m)	Hav (m)	Pam (m)	Pav (m)	Red	Havaprès RED	Pav après RED
Re1-A	15,00	125,00	8,942	0,0048	0,0830	0,73	685,00	500,27	689,00	688,92	4,00	188,65	190-30	528,92	28,65
A-A1	83,00	20,00	0,134	0,0152	1,4505	0,43	500,27	498,61	688,92	687,47	188,65	188,86		527,47	28,86
A-B	180,00	125,00	8,435	0,0043	0,8941	0,69	500,27	474,60	688,92	688,02	188,65	213,42		528,02	53,42
B-B1	293,00	30,00	0,474	0,0218	7,3461	0,67	474,60	459,65	688,02	680,68	213,42	221,03		520,68	61,03
B-C	528,00	100,00	6,584	0,0081	4,9151	0,84	474,60	440,32	688,02	683,11	213,42	242,79		523,11	82,79
C-C1	65,00	20,00	0,105	0,0097	0,7223	0,33	440,32	426,38	683,11	682,39	242,79	256,01		522,39	96,01
C-D	241,00	90,00	5,220	0,0088	2,4385	0,82	440,32	414,99	683,11	680,67	242,79	265,68		520,67	105,68
D-D1	178,00	25,00	0,288	0,0211	4,3096	0,59	414,99	385,80	680,67	676,36	265,68	290,56	290-40	426,36	40,56
D-E	161,00	80,00	4,094	0,0100	1,8436	0,81	414,99	405,63	680,67	678,83	265,68	273,20		428,83	23,20
E-E1	27,00	20,00	0,044	0,0019	0,0590	0,14	405,63	408,29	678,83	678,77	273,20	270,48		428,77	20,48
E-F	41,00	80,00	3,700	0,0083	0,3893	0,74	405,63	402,38	678,83	678,44	273,20	276,06		428,44	26,06
F-F1	22,00	25,00	0,324	0,0262	0,6621	0,66	402,38	404,06	678,44	677,77	276,06	273,71		427,77	23,71
F1-F2	38,00	20,00	0,061	0,0036	0,1563	0,20	404,06	400,25	677,77	677,62	273,71	277,37		427,62	27,37
F1-F3	60,00	20,00	0,097	0,0083	0,5749	0,31	404,06	396,22	677,77	677,20	273,71	280,98		427,20	30,98
F-G	151,00	60,00	3,081	0,0239	4,1477	1,09	402,38	389,93	678,44	674,29	276,06	284,36		424,29	34,36
G-G1	173,00	25,00	0,280	0,0200	3,9733	0,57	389,93	384,06	674,29	670,32	284,36	286,26		420,32	36,26
G-H	117,00	40,00	1,281	0,0339	4,5562	1,02	389,93	358,45	674,29	669,73	284,36	311,28		419,73	61,28
H-H1	145,00	20,00	0,234	0,0427	7,1206	0,75	358,45	336,23	669,73	662,61	311,28	326,38		412,61	76,38
H-H2	332,00	30,00	0,537	0,0275	10,4915	0,76	358,45	341,81	669,73	659,24	311,28	317,43		409,24	67,43
H-H3	198,00	25,00	0,320	0,0256	5,8389	0,65	358,45	321,78	669,73	663,89	311,28	342,11		413,89	92,11

Tableau V.8 : Calcul des pressions (La zone basse)

Tronçons	Jt (m)	CTN am	CTN av	Ham (m)	Hav (m)	Pam (m)	Pav (m)	Red	Hav après Red (m)	PavaaprèsRed (m)
BR - I'	0,3426	342,50	340,47	346,50	346,16	4,00	5,69		5,69	5,69
I' - RP	8,6632	340,47	255,13	346,16	337,49	5,69	82,36		82,36	82,36
RP - I	9,2246	255,13	203,50	337,49	328,27	82,36	124,77	125- 30	233,27	29,77
I - II	0,0983	203,50	191,78	328,27	328,17	124,77	136,39		233,17	41,39
I - J	11,6331	203,50	178,49	328,17	316,54	124,67	138,05		221,54	43,05
J - J1	0,0229	178,49	186,37	316,54	316,52	138,05	130,15		221,52	35,15
J - J2	0,5681	178,49	168,70	316,52	315,95	138,03	147,25		220,95	52,25

Remarque :

Nous remarquons dans notre réseau de distribution que dans les tronçons de diamètre 20 mm les vitesses ne sont pas vérifiées, pour remédier à ce problème de vitesse nous plaçons des surpresseurs sur ces tronçons.

Tableau V.9.Récapitulatif de réseau de distribution (La zone haute)

Tronçons	Longueur L(ml)	Diamètre(mm)	Débit(l/s)	j (m/ml)	Jt (m/ml)	V (m/s)	CTNam	CTNav	Ham (m)	Hav (m)	Pam (m)	Pav (m)	Red	Havaprès RED	Pav après RED
Re1-A	15,00	125,00	8,942	0,0048	0,0830	0,73	685,00	500,27	689,00	688,92	4,00	188,65	190-30	528,92	28,65
A-A1	83,00	20,00	0,134	0,0152	1,4505	0,43	500,27	498,61	688,92	687,47	188,65	188,86		527,47	28,86
A-B	180,00	125,00	8,435	0,0043	0,8941	0,69	500,27	474,60	688,92	688,02	188,65	213,42		528,02	53,42
B-B1	293,00	30,00	0,474	0,0218	7,3461	0,67	474,60	459,65	688,02	680,68	213,42	221,03		520,68	61,03
B-C	528,00	100,00	6,584	0,0081	4,9151	0,84	474,60	440,32	688,02	683,11	213,42	242,79		523,11	82,79
C-C1	65,00	20,00	0,105	0,0097	0,7223	0,33	440,32	426,38	683,11	682,39	242,79	256,01		522,39	96,01
C-D	241,00	90,00	5,220	0,0088	2,4385	0,82	440,32	414,99	683,11	680,67	242,79	265,68		520,67	105,68
D-D1	178,00	25,00	0,288	0,0211	4,3096	0,59	414,99	385,80	680,67	676,36	265,68	290,56	290-40	426,36	40,56
D-E	161,00	80,00	4,094	0,0100	1,8436	0,81	414,99	405,63	680,67	678,83	265,68	273,20		428,83	23,20
E-E1	27,00	20,00	0,044	0,0019	0,0590	0,14	405,63	408,29	678,83	678,77	273,20	270,48		428,77	20,48
E-F	41,00	80,00	3,700	0,0083	0,3893	0,74	405,63	402,38	678,83	678,44	273,20	276,06		428,44	26,06
F-F1	22,00	25,00	0,324	0,0262	0,6621	0,66	402,38	404,06	678,44	677,77	276,06	273,71		427,77	23,71
F1-F2	38,00	20,00	0,061	0,0036	0,1563	0,20	404,06	400,25	677,77	677,62	273,71	277,37		427,62	27,37
F1-F3	60,00	20,00	0,097	0,0083	0,5749	0,31	404,06	396,22	677,77	677,20	273,71	280,98		427,20	30,98
F-G	151,00	60,00	3,081	0,0239	4,1477	1,09	402,38	389,93	678,44	674,29	276,06	284,36		424,29	34,36
G-G1	173,00	25,00	0,280	0,0200	3,9733	0,57	389,93	384,06	674,29	670,32	284,36	286,26		420,32	36,26
G-H	117,00	40,00	1,281	0,0339	4,5562	1,02	389,93	358,45	674,29	669,73	284,36	311,28		419,73	61,28
H-H1	145,00	20,00	0,234	0,0427	7,1206	0,75	358,45	336,23	669,73	662,61	311,28	326,38		412,61	76,38
H-H2	332,00	30,00	0,537	0,0275	10,4915	0,76	358,45	341,81	669,73	659,24	311,28	317,43		409,24	67,43
H-H3	198,00	25,00	0,320	0,0256	5,8389	0,65	358,45	321,78	669,73	663,89	311,28	342,11		413,89	92,11

Tableau V.10 : Récapitulatif de réseau de distribution (La zone basse).

Tronçons	L (ml)	Qp (l/s)	Qp*0,55 (l/s)	Qav (l/s)	q (l/s)	Dec (mm)	DN (mm)	j	Jt	V (m/s)	CTN am	CTN av	Ham (m)	Hav (m)	Pam (m)	Pav (m)	Red	Hav après Red (m)	Pavaaprès Red
BR - I'	15,00	0,02	0,01	1,7174	1,7267	41,55	50,00	0,0199	0,3426	0,88	342,50	340,47	346,50	346,16	4,00	5,69		5,69	5,69
I' - RP	524,00	0,59	0,33	1,1238	1,4503	38,08	50,00	0,0144	8,6632	0,74	340,47	255,13	346,16	337,49	5,69	82,36		82,36	82,36
RP - I	471,00	0,53	0,29	0,5902	0,8837	29,73	40,00	0,0170	9,2246	0,70	255,13	203,50	337,49	328,27	82,36	124,77	125-30	233,27	29,77
I - I1	60,00	0,07	0,04	-	0,0374	6,11	20,00	0,0014	0,0983	0,12	203,50	191,78	328,27	328,17	124,77	136,39		233,17	41,39
I - J	314,00	0,36	0,20	0,1665	0,3622	19,03	25,00	0,0322	11,6331	0,74	203,50	178,49	328,17	316,54	124,67	138,05		221,54	43,05
J - J1	36,00	0,04	0,02	-	0,0224	4,74	20,00	0,0006	0,0229	0,07	178,49	186,37	316,54	316,52	138,05	130,15		221,52	35,15
J - J2	111,00	0,13	0,07	-	0,0692	8,32	20,00	0,0045	0,5681	0,22	178,49	168,70	316,52	315,95	138,03	147,25		220,95	52,25

V.6. Condition spéciale d'incendie

Les canalisations alimentant les appareils d'incendie devront pouvoir fournir un débit minimal de 17 l/s avec une pression au sol d'au moins 1 bar (10 m d'eau). Toutefois, exceptionnellement, cette pression pourra descendre jusqu'à 0,60 bar (6 m d'eau).

Tableau V.11 :Récapitulatif de réseau de distribution avzc la vzeification d'incendie.

Tronçons	Longueur L(ml)	Diamètre(mm)	Débit(l/s)	j (m/ml)	Jt (m/ml)	V (m/s)	CTNam	CTNav	Ham (m)	Hav (m)	Pam (m)	Pav (m)	Red	Havaprès RED	Pav après RED
Re1-A	15,00	125,00	17,000	0,0158	0,2728	1,39	685,00	500,27	689,00	688,73	4,00	188,46	190-30	528,73	28,46
A-A1	83,00	20,00	17,000	119,0714	11 365,3668	54,11	500,27	498,61	688,73	- 10 676,64	188,46	- 11 175,25		- 10 836,64	- 11 335,25
A-B	180,00	125,00	17,000	0,0158	3,2738	1,39	500,27	474,60	688,73	685,45	188,46	210,85		525,45	50,85
B-B1	293,00	30,00	17,000	16,5222	5 567,1441	24,05	474,60	459,65	685,45	- 4 881,69	210,85	- 5 341,34		- 5 041,69	- 5 501,34
B-C	528,00	100,00	17,000	0,0469	28,4745	2,16	474,60	440,32	685,45	656,98	210,85	216,66		496,98	56,66
C-C1	65,00	20,00	17,000	119,0714	8 900,5885	54,11	440,32	426,38	656,98	- 8 243,61	216,66	- 8 669,99		- 8 403,61	- 8 829,99
C-D	241,00	90,00	17,000	0,0783	21,7132	2,67	440,32	414,99	656,98	635,27	216,66	220,28		475,27	60,28
D-D1	178,00	25,00	17,000	40,1568	8 220,0923	34,63	414,99	385,80	635,27	- 7 584,83	220,28	- 7 970,63	290-40	- 7 834,83	- 8 220,63
D-E	161,00	80,00	17,000	0,1391	25,7452	3,38	414,99	405,63	635,27	609,52	220,28	203,89		359,52	- 46,11
E-E1	27,00	20,00	17,000	119,0714	3 697,1675	54,11	405,63	408,29	609,52	- 3 087,65	203,89	- 3 495,94		- 3 337,65	- 3 745,94
E-F	41,00	80,00	17,000	0,1391	6,5562	3,38	405,63	402,38	609,52	602,96	203,89	200,58		352,96	- 49,42
F-F1	22,00	25,00	17,000	40,1568	1 015,9665	34,63	402,38	404,06	602,96	- 413,00	200,58	- 817,06		- 663,00	- 1 067,06
F1-F2	38,00	20,00	17,000	119,0714	5 203,4209	54,11	404,06	400,25	413,00	- 5 616,42	817,06	- 6 016,67		- 5 866,42	- 6 266,67
F1-F3	60,00	20,00	17,000	119,0714	8 215,9278	54,11	404,06	396,22	413,00	- 8 628,93	817,06	- 9 025,15		- 8 878,93	- 9 275,15
F-G	151,00	60,00	17,000	0,5646	98,0448	6,01	402,38	389,93	602,96	504,92	200,58	114,99		254,92	- 135,01
G-G1	173,00	25,00	17,000	40,1568	7 989,1908	34,63	389,93	384,06	504,92	- 7 484,27	114,99	- 7 868,33		- 7 734,27	- 8 118,33
G-H	117,00	40,00	17,000	4,0690	547,4874	13,53	389,93	358,45	504,92	- 42,57	114,99	- 401,02		- 292,57	- 651,02
H-H1	145,00	20,00	17,000	119,0714	19 855,1589	54,11	358,45	336,23	- 42,57	- 19 897,73	401,02	- 20 233,96		- 20 147,73	- 20 483,96
H-H2	332,00	30,00	17,000	16,5222	6 308,1633	24,05	358,45	341,81	- 42,57	- 6 350,73	401,02	- 6 692,54		- 6 600,73	- 6 942,54
H-H3	198,00	25,00	17,000	40,1568	9 143,6981	34,63	358,45	321,78	- 42,57	- 9 186,27	401,02	- 9 508,05		- 9 436,27	- 9 758,05

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les diamètres des tronçons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau des tronçons ; pour un bon fonctionnement du système d'alimentation en eau potable.

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour le réseau varient entre 20 mm et 125 mm et les pressions varient entre 20 m et 105 m.

Chapitre VI



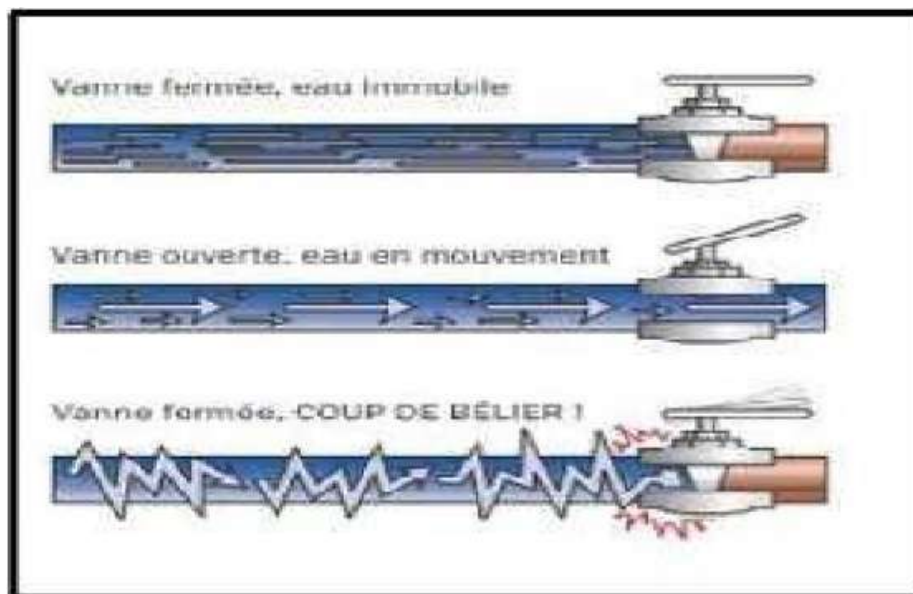
Coup de bélier

Introduction

Le phénomène de coup de bélier constitue un risque probable sur les équipements d'adduction d'où la nécessité de tenir compte dans notre projet dont le but principal est de sauvegarder les équipements des détériorations éventuelles.

VI.1.Définition

Le coup de bélier ou régime transitoire en hydraulique est un phénomène résultant d'un écoulement non permanent (transitoire) qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci (la conduite). Autrement dit, les coups de bélier sont des ondes de surpression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde) ; le coup de bélier est un phénomène oscillatoire.



Figure(VI.1): le Coup de Bélier

VI.2.Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes provoquant le phénomène sont :

- Fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Modification de la vitesse angulaire d'une pompe ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouvert ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

VI.3. Les risques dus aux coups de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou surpression engendrée par les manœuvres brusques.

a. Cas de surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a des risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints.

b. Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 mce, il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Le phénomène de cavitation une fois apparu peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

C. Fatigue de la canalisation

En régime transitoire, les alternances des surpressions et dépressions qui sont des conséquences inévitables du phénomène provoquent la fatigue pour le matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.



Figure (VI.2): conséquences du coup de bélier

VI.4. Calcul de la valeur du coup de bélier

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

✚ les caractéristiques de la conduite « Station Tassadort-Réservoir Mezdata »

Diamètre de la conduite : $D_{ext} = 500\text{mm}$

Épaisseur de la paroi : $e = 11.3\text{mm}$

La hauteur géométrique $H_g = 646\text{ m}$.

Hauteur manométrique: $H_{mt} = 652,642\text{ m}$

Le débit $Q = 140\text{ l/s}$.

La longueur de la conduite $L = 6300\text{m}$.

$K = 0.5$ pour l'acier.

$S = 0.19\text{m}^2$.

VI.4.1. La célérité de l'onde

La célérité des ondes de coup de bélier dans une conduite en PEHD est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \cdot D / e}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

$K = 0.5$ pour l'acier.

$K = 1$ pour la fonte.

$K = 5$ pour le plomb et le béton.

$K = 33$ pour le PVC.

$K = 83$ pour le PEHD.

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.5 \cdot 500 / 11.3}} \quad a = 1179,71\text{ m/s}$$

VI.4.2. Valeur numérique de coup de bélier

Le coup de bélier est étudié pour les cas :

1. Cas de d'arrêt brusque : $T < 2L/a$

Dans le cas d'une fermeture brusque, La valeur coup de bélier est donnée par la formule de JUKOWSKI :

$$B = \frac{a \cdot V_0}{g} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

b : valeur du coup de bélier en (m);

V_0 : vitesse de l'écoulement dans la conduite en (m/s) ;

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

$$B = \frac{1109,97987 * 0,71}{9,81} \quad B = 85,74 \text{ m}$$

2. Cas de fermeture lente $t > 2L/a$

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à un aller et un retour d'ondes.

La valeur coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2LV_0}{gt} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

L : la longueur de la conduite en mètre (m).

- En cas de surpression, la valeur maximale de la pression dans une conduite égale à :

$$P = H_0 + \frac{aV_0}{g} \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

H_0 : est la pression de service (avant l'apparition du coup de bélier).

$$H_0 = H_g + 10$$

$$H_0 = 646 + 10$$

$$H_0 = 656 \text{ m}$$

$$P_s = 656 + 85,74$$

$$P_s = 741,74 \text{ m}$$

- En dépression, la valeur minimale de la pression dans une conduite sera égale à :

$$P = H0 - \frac{aV0}{g} \quad (VI.5)$$

$P_d=656-85,74$

$P_d=570,26m$

- ✓ $P_s > P_N$
- Donc on a des problèmes de coup de bélier.

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

VI.5.1.Le rôle des moyens de protection :

Les installations anti- bélier devront avoir pour effet essentiel :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

VI.5.2. Les moyens les plus utilisés

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 :

- 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.

➤ Dans notre cas, on a un réservoir d'air

- **Dimensionnement du réservoir d'aire**

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales. Comme méthode de calcul, on distingue :

A : Méthode de Vibert

Cette méthode donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations

B : Méthode de Puech et Meunier :

Permet de déterminer le volume de réservoir d'aire.

C : 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.

- Dans notre cas, le débit à véhiculé à travers la conduite Q est 140 l/s donc la méthode utilisée est la méthode de Peuch et Meunier. Cette méthode nécessite le profil en long de la conduite de refoulement qu'on n'a pas donc on utilise la méthode de Vibert qui nous permet de donner des résultats approximatifs.

Le calcul de réservoir s'effectuera comme suit :

$$Z_0 = H_g + 10$$

$$Z_0 = 646 + 10 \quad Z_0 = 656 \text{ m}$$

$$Z_{\max} = P_N + 10$$

$$Z_{\max} = 600 + 10 \quad Z_{\max} = 610 \text{ m}$$

On calcule :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{610}{656} \quad \frac{Z_{\max}}{Z_0} = 0.9298$$

$$h_0 = \frac{v^2}{2g} \quad h_0 = 0.0256 \text{ m}$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = \frac{0.0256}{656} \quad \frac{h_0}{Z_0} = 3,92 \cdot 10^{-4}$$

On utilise l'abaque de Vibert (**Annexe 3**), on lue les alignements sur les échelles $\frac{Z_{\max}}{Z_0}$ et $\frac{Z_0}{h_0}$ qui donnent $\frac{U_0}{L_S}$ et $\frac{Z_{\min}}{Z_0}$

On déduit U_0 et on tire U_{\max} ($U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min}$)

Après on trouve la valeur de la dépression à l'origine de refoulement Z_{\min}

La pression restante est $Z_{\min} - 10$

Et la dépression est $H_g - (Z_{\min} - 10)$

Il suffira d'examiner si, en raison du profil en long de la conduite, cette dépression ne conduit pas à une cavitation en certains points.

Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons vu une vue générale du phénomène du coup de bélier, et les causes qui produisent le problème, comment nous pouvons éviter et limiter le risque sur la conduite de refoulement.

***CONCLUSION
GENERALE***

Conclusion générale

Arrivé au terme de notre travail, nous pensons avoir cernés les différentes phases de l'étude qui touchent les plans spécifiques à la réalisation du projet d'alimentation en eau potable des villages **Tharkouvth** , **Ighil Ouverouak** , **Thighilt Hamza** , **Thaazifth** et **Akour**.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2050, au bout duquel la population de la région d'étude atteindra 2 503 habitants et les besoins sont estimés à 5.15 l/s ou 18.54 m³/h

Par la suite, on a dimensionné les conduites en PEHD de l'adduction à l'aide d'une étude technico-économique, c'est-à-dire choisir le diamètre minimal et réduire les pertes de charges au minimum en respectant à chaque fois les normes de vitesse qui est de 0.5 à 1.5 m/s.

Après, on a vérifié la capacité de réservoir qui alimente la zone d'étude. on a trouvé que le volume du réservoir existant à ThadarthOufella est de 305.5m³ bien que sa capacité est de 200 m³ donc, il est nécessaire de projeter un réservoir jumelé avec R2 pour satisfaire les demandes en eau de la zone d'étude.

Par la suite, à l'aide du logiciel AUTO CAD on a tracé un réseau de distribution combiné selon la répartition de la population, comme on a dimensionné les réseaux de distribution tout en déterminant les diamètres des conduites, les pressions et les vitesses admissibles.

Ensuite, une vérification du risque d'apparition le phénomène du coup de bélier a été faite afin de protéger le réseau d'adduction contre ce phénomène.

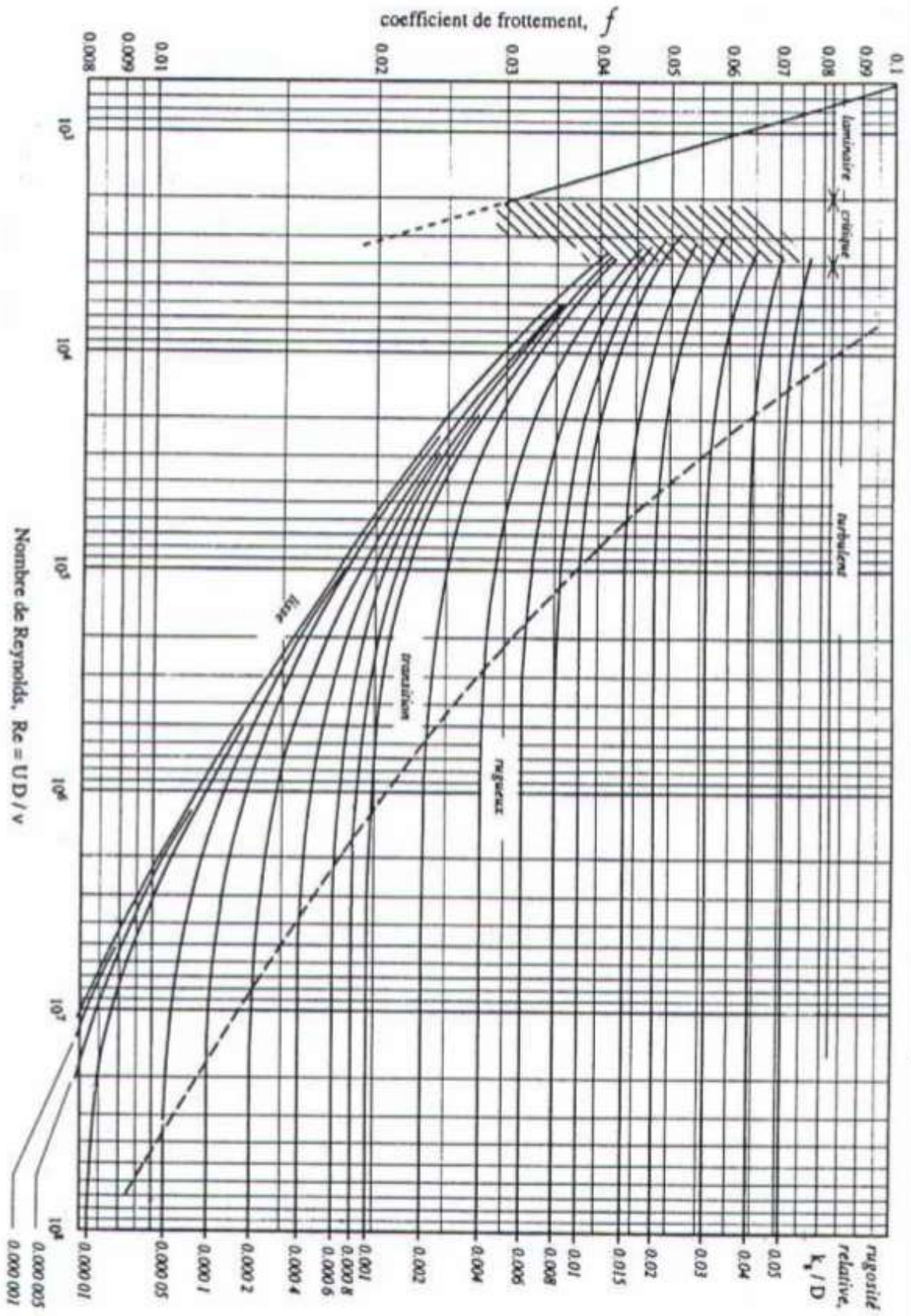
Nous espérons que notre travail n'aura pas été vain, qu'il sera pris en compte pour l'amélioration du réseau des villages étudiés, et permettre à tous ses habitants d'avoir un accès avec des quantités suffisantes et d'une manière continue à l'eau potable.

Annexe 1

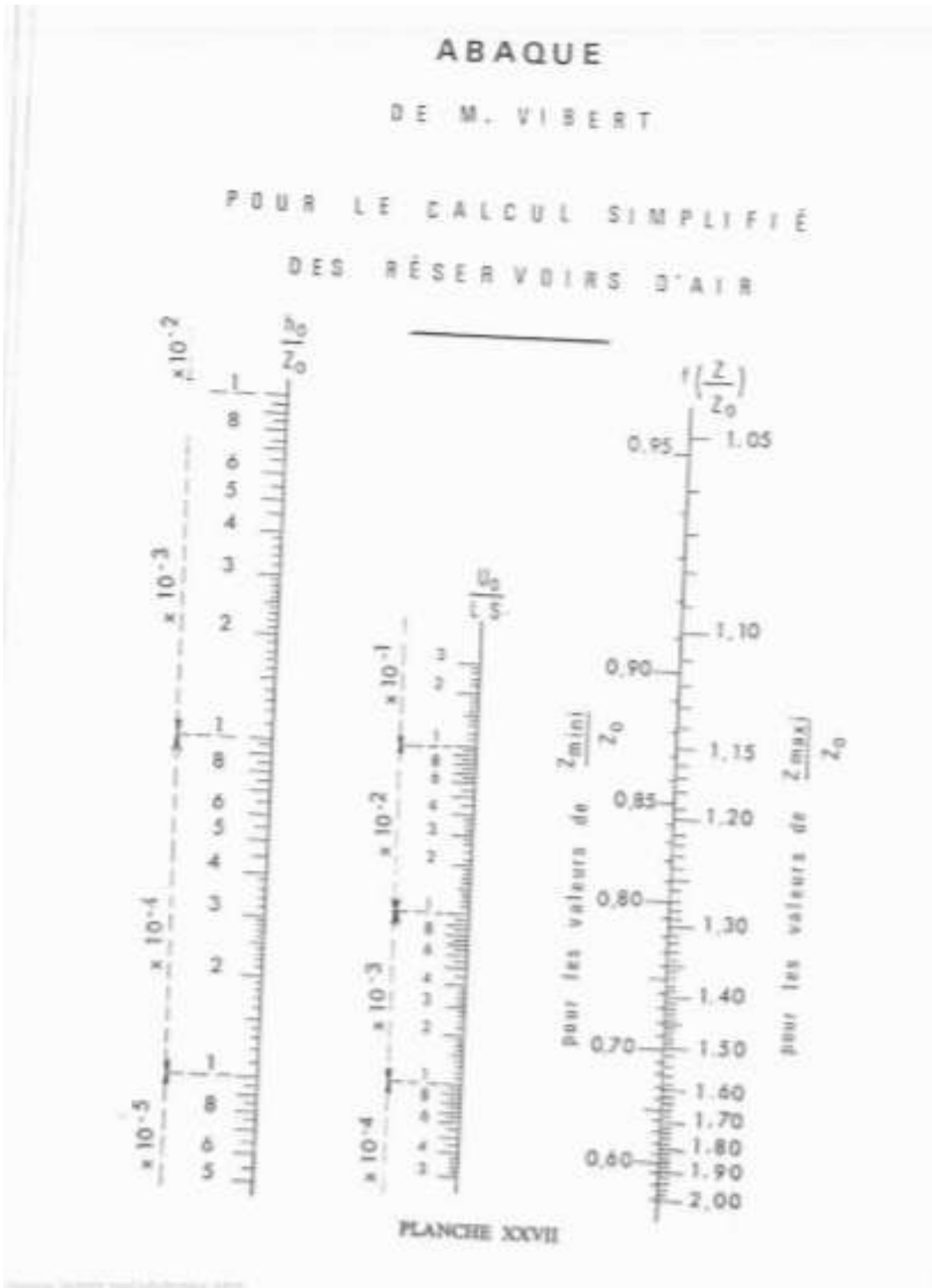
LES PRIX CATALOGUE DES TUBE PEHD

DN	PN	Pris ML HT	Pris ML TTC	CONDITIONNEMENT
20	PN10	22,00	26,18	200ML/ROULEAUX
	PN16	26,00	30,94	200ML/ROULEAUX
	PN20	32,00	38,08	200ML/ROULEAUX
25	PN10	30,00	35,70	200ML/ROULEAUX
	PN16	37,80	44,98	200ML/ROULEAUX
	PN20	47,00	55,93	200ML/ROULEAUX
32	PN10	44,00	52,36	200ML/ROULEAUX
	PN16	58,50	69,62	200ML/ROULEAUX
	PN20	73,00	86,87	200ML/ROULEAUX
40	PN10	63,02	74,99	200ML/ROULEAUX
	PN16	90,50	107,70	200ML/ROULEAUX
	PN20	113,80	135,42	200ML/ROULEAUX
50	PN10	96,00	114,24	200ML/ROULEAUX
	PN16	142,00	168,98	200ML/ROULEAUX
	PN20	174,00	207,06	200ML/ROULEAUX
63	PN10	156,00	185,64	100ML/ROULEAUX
	PN16	218,00	259,42	100ML/ROULEAUX
	PN20	275,00	327,25	100ML/ROULEAUX
75	PN10	218,00	259,42	100ML/ROULEAUX
	PN16	305,00	362,95	100ML/ROULEAUX
	PN20	385,00	458,15	100ML/ROULEAUX
90	PN10	308,50	367,12	100ML/ROULEAUX
	PN16	453,20	539,31	100ML/ROULEAUX
	PN20	535,00	636,65	100ML/ROULEAUX
110	PN10	460,00	547,40	100ML/ROULEAUX
	PN16	663,00	788,97	100ML/ROULEAUX
	PN20	795,00	946,05	100ML/ROULEAUX
125	PN10	600,00	714,00	12METRE/BARS
	PN16	863,00	1026,97	12METRE/BARS
	PN20	1000,00	1190,00	12METRE/BARS
160	PN10	980,00	1166,20	12METRE/BARS
	PN16	1372,00	1632,68	12METRE/BARS
	PN20	1700,00	2023,00	12METRE/BARS
200	PN10	1465,00	1743,35	12METRE/BARS
	PN16	2160,00	2570,40	12METRE/BARS
	PN20	2520,00	2998,80	12METRE/BARS
250	PN10	2300,00	2737,00	12METRE/BARS
	PN16	3250,00	3867,50	12METRE/BARS
	PN20	4160,00	4950,40	12METRE/BARS

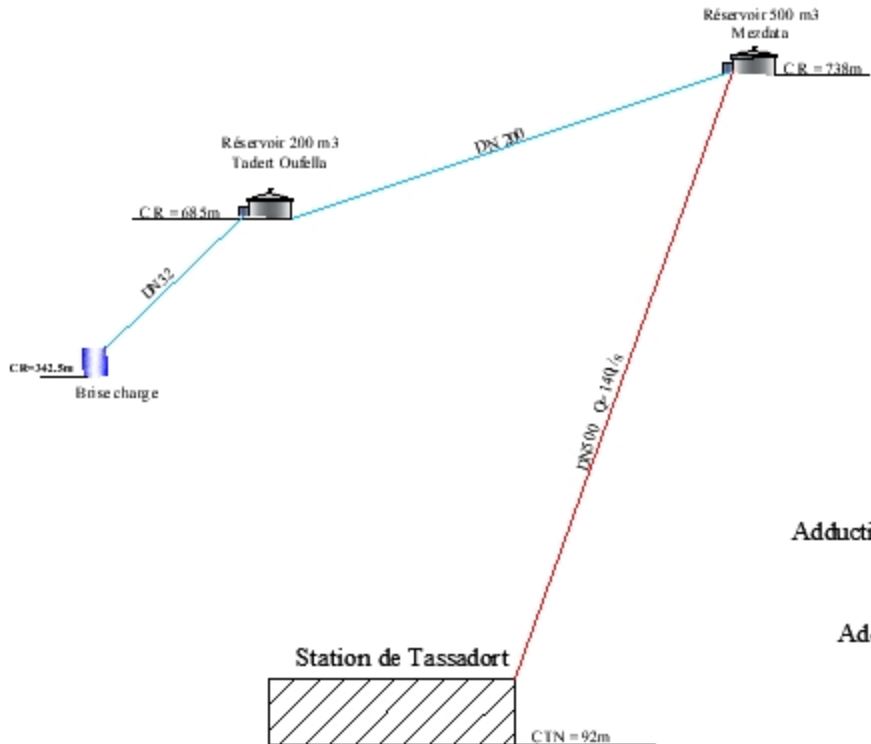
Annexe 2 : Abaque de Moody



Annexe 3



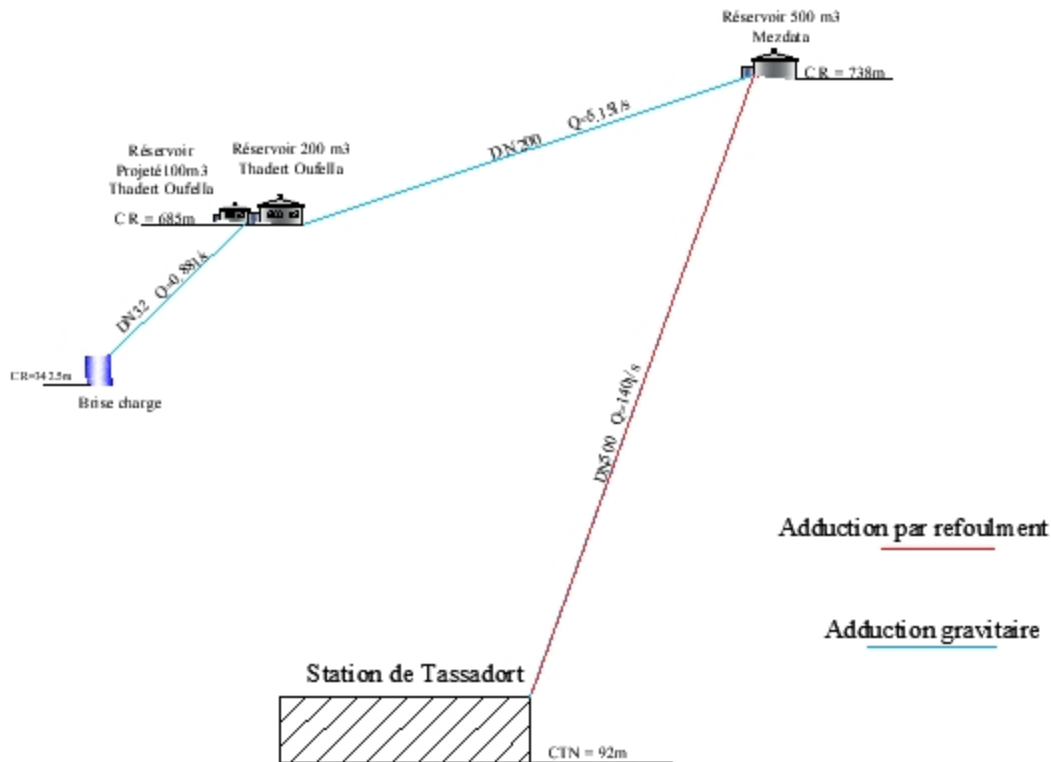
Schema Synoptique

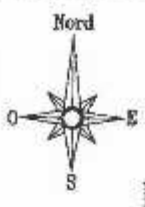


Adduction par refoulement

Adduction gravitaire

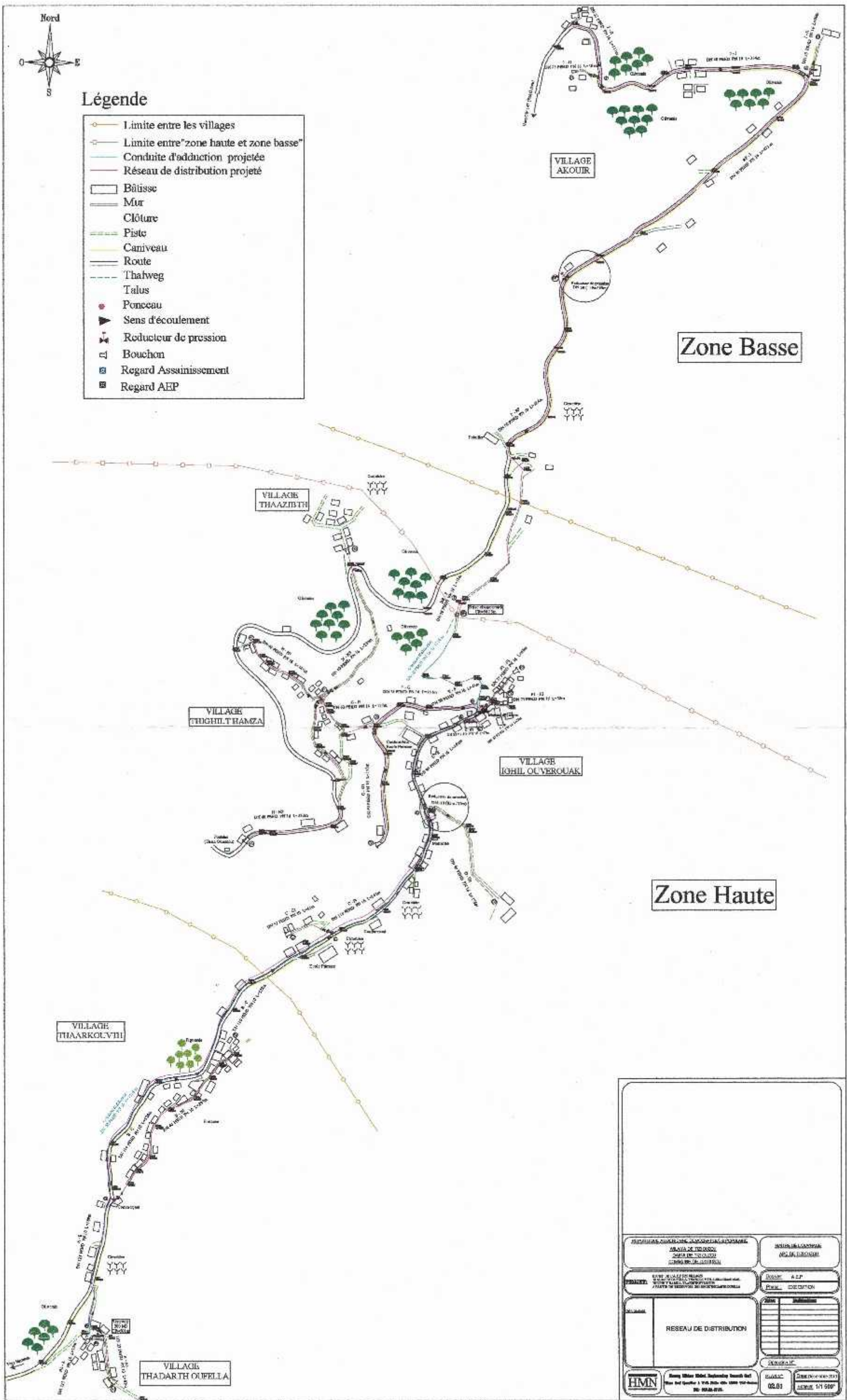
Schéma Synoptique Projeté





Légende

- Limite entre les villages
- Limite entre "zone haute et zone basse"
- Conduite d'adduction projetée
- Réseau de distribution projeté
- Bâisse
- Mur
- Clôture
- Piste
- Camiveau
- Route
- Thahweg
- Talus
- Ponceau
- Sens d'écoulement
- Reducteur de pression
- Bouchon
- Regard Assainissement
- Regard AEP



SOCIÉTÉ ALGÉRIENNE D'ÉNERGIE ET D'EAU SAVA DE TRASSO SOCIÉTÉ ALGÉRIENNE D'ÉNERGIE ET D'EAU		SOCIÉTÉ ALGÉRIENNE D'ÉNERGIE ET D'EAU	
PROJET : RÉSEAU DE DISTRIBUTION VILLAGE THADARTH OUFELLA		ÉCHELLE : AEP DATE : 02/01/2007	
RESEAU DE DISTRIBUTION		N° : DATE :	
		ÉLÉMENTS : DATE : 02/01/2007 N° : 111 5007	

Références bibliographiques

Données : Subdivision de Tizi-Ouzou (**DHW**),

Données: Service technique de l'**A.P.C** de Tizi-Ouzou,

Données : Algérienne des eaux (**ADE**),

DUPONT (1979), «**Hydraulique urbaine Tome 2**,» Edition Eyrolles,

MOUSSA M.: polycopie d'alimentation eau potable, école nationale d'ingénieur de Tunis, Tunisie, 2002.

JOURNAL OF MATERIALS AND ENGINEERING STRUCTURES 4 (2017) 99–109

Cours d'AEP M1 Mme **HAMMOUM.K**,

Mémoires des promotions précédentes:

Mme: **HEFSI Nacira** (2017/2018) « renforcement de l'alimentation en eau potable du versant ouest de la commune de Maâtkas ». Master CHA, FGC, DGC, U.M.M.T.O.

M^{elles} **AIT SAI Saida** et **AMMICHE Katia** (2018/2019) «Contribution au renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune M'kira à partir du réservoir Ighil –Oukerrou ». Master CHA, FGC, DGC, U.M.M.T.O.

M^{elles} **ABDAT Rebiha** et **BOUTEMEUR Lynda** «Etude du réseau d'AEP de la ville d'AOMAR, wilaya de Bouira -Adduction et distribution -» .MASTER en Hydraulique, Faculté de Technologie, Département d'Hydraulique, U.A.M.Bejaïa.

Recherche sur Web.