

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



## *Mémoire de fin d'études*

En Vue de l'Obtention du Diplôme Master Professionnel En Génie Civil

**Option :** Constructions hydrauliques et Aménagements

### **Thème**



**Proposé par**

DHW de Tizi-Ouzou

**Présenté par**

M<sup>elle</sup> OUASSA MOUNIA

M<sup>elle</sup> OUSAID KENZA

**Encadré par**

Mr DEHMOUS HOCINE

**Promotion 2020-2021**

# Remerciements

Avant tout, nous remercions " Dieu" le tout puissant qui nous a donné sagesse et santé pour faire ce modeste travail.

Nous voudrions en premier lieu remercier notre encadrant Mr DEHMOUS.H, d'avoir accepté de nous encadrer durant ce projet, et de nous avoir soutenus durant tout notre travail et pour les conseils précieux qu'il nous a procuré.

Nous tenons à remercier Mr KHATTAOUI.M, pour ces conseils, son aide et sa disponibilité.

Nos remerciements s'adressent aussi à Mr HAMMOUM.H responsable de spécialité pour son soutien, ces conseils et ses précieuses orientations tout au long de ce travail.

Nous exprimons nos remerciements à Madame BOUZELHA.K, pour son aide et orientations.

Nous adressons également nos remerciements aux membres du jury pour avoir accepté de juger ce mémoire et participer aux jurys.

Nous tenons aussi remercier l'ensemble de nos enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous adressons nos vifs remerciements à tous nos enseignants du département de génie civil et plus particulièrement les enseignants de notre spécialité (CHA).

Nous tenons à remercier tous nos collègues en CHA, ainsi que tous les autres camarades du département de Génie Civil de la promotion 2020-2021.

Enfin, nous rendons hommage à nos amis et no familles qui nous ont soutenu tout aux longs de notre cursus scolaire et universitaire jusqu'à l'obtention du diplôme de fin d'étude.

# DEDICACES

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

A mes très chers parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur soutien, sacrifice, patience, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière dont ils ont fait preuve pour que je réussisse, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction ;

Mes frères et mes sœurs Votre soutien sans réserve et vos encouragements m'ont permis d'affronter beaucoup d'épreuve. Que Dieu garde notre fraternité pour toujours ;

A tous mes amis sans exception.

A la promotion de CHA 2020-2021

**Merci**

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des abréviations	

## **Introduction générale**

### **Chapitre I : Description de la région d'étude**

I.1. Introduction .....	1
I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE .....	1
I.3. SITUATION TOPOGRAPHIQUE .....	2
I.4. SITUATION GEOLOGIQUE.....	2
I.5. SITUATION GEOTECHNIQUE.....	3
I.5.1. Problèmes des pentes.....	3
I.5.2. Problème géologique.....	3
I.6. SITUATION SOCIO-ECONOMIQUE .....	3
I.6.1. Données démographiques.....	3
I.6.2. Infrastructure et équipement publics .....	3
I.6.2.1. Equipements scolaires .....	4
I.6.3. Situation climatologique.....	4
I.6.3.1. La pluviométrie .....	4
I.6.3.2. Etude des températures.....	5
I.6.3.3. Diagramme ombrothermique.....	6
I.7. VENT .....	7
I.8. SISMICITE .....	7
I.9. SITUATION HYDRAULIQUE.....	7
I.9.1. Ressources en eau.....	7
I.9.2. Assainissement des eaux usées.....	8
I.10. Conclusion.....	8

### **Chapitre II : Estimation des besoins et ressources en eau**

II.1. Introduction.....	9
II.2. EVALUATION DE LA POPULATION DE LA ZONE D'ETUDE .....	9
II.3. ESTIMATION DE LA POPULATION AUX HORIZONS FUTURES.....	9
II.4. BESOINS EN EAU .....	10
II.4.1. Consommation moyenne journalière .....	11
II.4.2. Dotation.....	11
II.5. DIFFERENTS TYPES DES BESOINS .....	11
II.5.1. Besoins domestiques .....	12
II.6. BESOINS DES EQUIPEMENT PUBLICS.....	12
II.6.1. Besoins socioculturels.....	12
II.7. RECAPITUULATION DES BESOINS DES EQUIPEMENTS PUBLICS .....	13
II.8. BESOINS FUTUR.....	13
II.9. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU EN TENANT COMPTE DES PERTES.....	13
II.10. ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS .....	14
II.10.1. Coefficient d'irrégularité.....	14
II.10.1.1. Coefficient maximal journalier (Kmax,j).....	14
II.10.1.2. Coefficient minimal journalier (Kmin,j).....	14
II.10.1.3. Coefficient maximal horaire (Kmax,h).....	15

II.10.2. Détermination des débits journaliers.....	16
II.10.2.1. Débit minimal ( $Q_{\min.j}$ ).....	16
II.10.2.2. Débit maximal ( $Q_{\max.j}$ ).....	16
II.10.3. Débit horaire.....	17
II.10.3.1. Débit moyen horaire.....	17
II.10.3.2. Débit maximale horaire.....	17
II.11. RESSOURCES EN EAU EXISTANTES.....	18
II.11.1. Les conduites.....	19
II.11.2. Les réservoirs.....	19
II.11.3. Comparaison entre besoins en eau et ressources actuelles.....	20
II.11.3.1. Calcul du déficit.....	20
II.12. Conclusion.....	21

### **Chapitre III: Etude d'adduction**

III.1. Introduction.....	22
III.2. TYPES D'ADDUCTION.....	22
III.2.1. Adduction gravitaire.....	22
III.2.2. Adduction par refoulement.....	22
III.2.3. Adduction mixte.....	22
III.3. CHOIX DU TRACÉ.....	23
III.4. CHOIX DU TYPE DE CONDUITE.....	23
III.5. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES DES CONDUITES D'ADDUCTION.....	24
III.6. ETUDE TECHNICO-ÉCONOMIQUE DES DIAMÈTRES.....	25
III.6.1. Choix de la gamme des diamètres.....	25
III.6.2. Evaluation des frais d'amortissement ( $F_{am}$ ).....	25
III.6.3. Evaluation des frais d'exploitation.....	26
III.6.3.1. Calcul de la vitesse de l'écoulement.....	26
III.6.3.2. Calcul des pertes de charge.....	27
III.6.3.3. Calcul de la hauteur manométrique total Hmt.....	31
III.6.3.4. Calcul de la puissance absorbée par la pompe P.....	31
III.6.3.5. Energie consommé par la pompe.....	32
III.6.4. Le bilan des frais $F_t$ .....	32
III.6.5. Choix de la pression nominale.....	33
III.6.5.1. Calcul de la pression maximale et minimale.....	33
III.6.5.2. Calcul de la valeur de coup de bélier.....	34
III.6.5.3. Calcul de la célérité des ondes du bélier.....	34
III.7. ETUDE TECHNICO-ÉCONOMIQUE DE L'ADDUCTION GRAVITAIRE.....	35
III.7.1. Hauteur géométrique.....	35
III.7.2. Diamètre économique.....	35
III.7.3. Vitesse d'écoulement.....	35
III.7.4. Pertes de charges.....	35
III.7.5. Pression au sol.....	35
III.7.6. Calcul de la pression statique du flotteur.....	35
III.8. ETUDE DU PROJET.....	36
III.9. CALCUL DES DIAMÈTRES DES CONDUITES.....	36
III.10. Conclusion.....	39

**Chapitre IV : Etude des réservoirs**

IV.1. Introduction.....	40
IV.2. DÉFINITION .....	40
IV.3. FONCTION DES RÉSERVOIRS .....	40
IV.4. IMPLANTATION DES RÉSERVOIRS .....	41
IV.5. CLASSIFICATION DES RÉSERVOIRS .....	42
IV.5.1. Classification selon les matériaux de construction .....	42
IV.5.2. Classification selon la situation des lieux .....	42
IV.5.3. Classification selon l'usage .....	42
IV.5.4. Classification selon la forme géométrique .....	43
IV.6. CONSTRUCTION DES RÉSERVOIRS .....	43
IV.6.1. Généralités .....	43
IV.6.2. Détermination de la forme et proportion des réservoirs .....	43
IV.6.2.1. Forme.....	43
IV.6.2.2. Hauteur d'eau .....	43
IV.7. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES DU RÉSERVOIR .....	44
IV.7.1. Conduite d'adduction ou d'arrivée .....	45
IV.7.2. Conduite de distribution ou de départ.....	45
IV.7.3. Conduite de trop-plein .....	46
IV.7.4. Conduite de vidange .....	46
IV.7.5. Conduite by-pass .....	47
IV.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie .....	47
IV.8. EXIGENCES TECHNIQUES À SATISFAIRE .....	48
IV.8.1. Résistance .....	48
IV.8.2. Etanchéité .....	48
IV.8.3. Durabilité.....	48
IV.9. ENTRETIEN DU RÉSERVOIR .....	48
IV.10. HYGIÈNE ET SÉCURITÉ.....	48
IV.11. CALCUL DE LA CAPACITÉ DES RÉSERVOIRS .....	49
IV.11.1. Méthode forfaitaire .....	49
IV.11.1.1. Réservoir de stockage.....	50
IV.11.1.2. Réservoir de transit.....	50
IV.11.1.3. Réservoir de transit et de stockage .....	50
IV.11.2. Méthode analytique .....	50
IV.11.3. Méthode graphique .....	51
IV.11.4. Calcul de la capacité du réservoir de transit .....	52
IV.11.5. Dimensionnement du réservoir de transit .....	53
IV.11.5.1. Détermination du diamètre du réservoir .....	53
IV.11.6. Calcul de la capacité du réservoir de stockage .....	54
IV.11.7. Dimensionnement du réservoir .....	55
IV.11.7.1. Détermination du diamètre du réservoir .....	55
IV.11.7.2. Détermination de la hauteur d'incendie.....	55
IV.12. Conclusion.....	56

**Chapitre V : Étude et choix des pompes**

V.1. Introduction.....	57
V.2. DÉFINITION D'UNE POMPE .....	57
V.3. DIFFÉRENTS TYPES DE POMPES.....	57
V.3.1. Les turbopompes.....	57

V.3.2. Les pompes centrifuges .....	57
V.3.3. Les pompes volumétriques .....	59
V.4. CRITÈRES GÉNÉRAUX DES POMPES .....	59
V.4.1. La vitesse de rotation .....	59
V.4.2. Le débit « Q » d'une pompe .....	59
V.4.3. La hauteur manométrique totale d'élévation Hmt .....	59
V.4.4. Les puissances (utiles et absorbées).....	60
V.5. CHOIX DES POMPES .....	60
V.6. COUPLAGE DES POMPES .....	61
V.7. CHOIX DU NOMBRE DE POMPES .....	61
V.8. COURBES CARACTÉRISTIQUES DES POMPES .....	61
V.9. COURBE CARACTÉRISTIQUE DE LA CONDUITE .....	62
V.10. RECHERCHE DE LA RÉALISATION DU POINT DE FONCTIONNEMENT .....	63
V.11. RÉGLAGE DU FONCTIONNEMENT DES POMPES .....	63
V.11.1. Diminution du temps de pompage .....	63
V.11.2. Réglage du débit .....	64
V.11.2.1. Vannage sur la canalisation de refoulement .....	64
V.11.2.2. Modification du nombre de tours.....	64
V.11.2.3. Utilisation d'un by-pass .....	65
V.11.3. Réglage des pompes sur un réseau .....	65
V.11.3.1. Rognage .....	65
V.11.3.2. Affutage .....	65
V.12. PHÉNOMÈNE DE CAVITATION .....	66
V.13. MONTAGE DES POMPES –POMPE A AXE HORIZONTALE OU VERTICALE.....	68
V.13.1. Amorçage des pompes centrifuges .....	69
V.13.1.1. Cas des pompes à axe horizontal .....	69
V.14. ETUDE ET CHOIX DES POMPES .....	70
V.14.1. Le choix de la pompe a adopté .....	70
V.14.1.1. Station de Pompage SP1 .....	71
V.14.1.2. Station de Pompage SP2 .....	72
V.15. VERIFICATION DE NON CAVITATION .....	72
V.16. Conclusion .....	73

## **Chapitre VI: Protection des conduites contre le coup de bélier**

VI.1. Introduction.....	74
VI.2. DÉFINITION.....	74
VI.2.1. Les causes du coup de bélier .....	74
VI.2.2. Les conséquences de ce phénomène.....	75
VI.2.3. Analyse physique du phénomène .....	75
VI.3. CALCUL DE LA VALEUR DU COUP DE BÉLIER.....	79
VI.3.1. Cas d'arrêt brusque .....	79
VI.3.2. Cas de fermeture lente .....	79
VI.4. MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BÉLIER .....	79
VI.4.1. Volants d'inertie .....	80
VI.4.2. Soupape de décharge .....	80
VI.4.3. Cheminées d'équilibre.....	81
VI.4.4. Le réservoir d'air .....	82
VI.5. PRINCIPE DU FONCTIONNEMENT DU RÉSERVOIR D'AIR.....	83
VI.6. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BÉLIER .....	84

VI.6.1. Calcul des réservoirs d'air .....	84
VI.6.2. Protection de la conduite .....	85
VI.6.3. Calcul de la surpression et dépression .....	86
VI.6.3.1. Dépression .....	86
VI.6.3.2. Surpression .....	88
VI.7. CARACTÉRISTIQUES DU RÉSERVOIR D'AIR .....	91
VI.8. PRÉCAUTION À PRENDRE POUR LE RÉSERVOIR D'AIR .....	91
VI.9. Conclusion .....	91

**Conclusion générale**

**Références bibliographiques**

**Annexes**

## Liste des figures

<b>Figure I.1</b> : Situation administrative de la commune d'OUACIF.....	1
<b>Figure I.2</b> : Extrait de la Carte d'état-major de Tizi Ouzou NJ-31-V-33 Est.....	2
<b>Figure I.3</b> : Représentation graphique de l'évolution de la précipitation moyenne mensuelle (2002-2012) .....	5
<b>Figure I.4</b> : Représentation graphique de la Température mensuelle moyenne .....	6
<b>Figure I.5</b> : Diagramme Ombrothermique.....	7
<b>Figure II.1</b> : Représentation graphique de l'évolution de la population pour les différents horizons1.....	0
<b>Figure II.2</b> : Représentation graphique de l'évolution des besoins domestiques de la population concernée par l'étude .....	12
<b>Figure II.3</b> : La variation de coefficient $\beta_{max}$ en fonction de nombre d'habitan.....	t15
<b>Figure II.4</b> : schéma vertical existant de la chaine d'adduction.....	19
<b>Figure III.1</b> : schéma vertical projeté de la chaine d'adduction .....	23
<b>Figure III.2</b> : présentation de la surpression maximale et la dépression maximale dans une adduction gravitaire .....	33
<b>Figure III.3</b> : schéma vertical projeté de la chaine de notre projet.....	36
<b>Figure IV.1</b> : Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération.....	42
<b>Figure IV.2</b> : Emplacement de réservoir en altitude.....	42
<b>Figure IV.3</b> : Emplacement des équipements hydrauliques dans un réservoir .....	44
<b>Figure IV.4</b> : Conduite d'arrivée .....	45
<b>Figure IV.5</b> : Conduite de la distribution et de vidange .....	46
<b>Figure IV.6</b> : Trop plein et vidange .....	46
<b>Figure IV.7</b> : By-pass.....	47
<b>Figure IV.8</b> : Matérialisation de la réserve d'incendie .....	47
<b>Figure V.1</b> : Constitution d'une pompe centrifuge .....	58
<b>Figure V.2</b> : Classification des pompes centrifuges.....	58
<b>Figure V.3</b> : Types de rotor .....	58
<b>Figure V.4</b> : courbes caractéristiques des pompes .....	62
<b>Figure V.5</b> : Réduction du temps de pompage .....	63

<b>Figure V.6 : Modification du nombre de tours N.....</b>	<b>64</b>
<b>Figure V.7 : Photos illustrant les dommages causés par le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge .....</b>	<b>66</b>
<b>Figure V.8 : Graphe des courbes NPSH.....</b>	<b>68</b>
<b>Figure V.9 : courbe caractéristique de la pompe SP1V.....</b>	<b>71</b>
<b>Figure VI.1 : le coup de bélier.....</b>	<b>74</b>
<b>Figure VI.2 : conséquences du coup de bélier.....</b>	<b>75</b>
<b>Figure VI.3 : Coup de bélier dans une conduite de refoulement .....</b>	<b>75</b>
<b>Figure VI.4 : l'état de la conduite pendant la première phase.....</b>	<b>76</b>
<b>Figure VI.5 : représentation de la deuxième phase du coup de bélier.....</b>	<b>76</b>
<b>Figure VI.6 : La troisième phase du coup de bélier.....</b>	<b>77</b>
<b>Figure VI.7 : représentation de la quatrième phase .....</b>	<b>78</b>
<b>Figure VI.8: Étapes d'un cycle de variation de pression .....</b>	<b>78</b>
<b>Figure VI.9 : Volants d'inertie .....</b>	<b>80</b>
<b>Figure VI.10 : Soupape de décharge.....</b>	<b>80</b>
<b>Figure VI.11 : Cheminées d'équilibre .....</b>	<b>81</b>
<b>Figure VI.12 : différentes types de cheminées d'équilibre.....</b>	<b>81</b>
<b>Figure VI.13 : cheminées d'équilibre sur une conduite de refoulement.....</b>	<b>81</b>
<b>Figure VI.14 : installation du réservoir d'air .....</b>	<b>82</b>
<b>Figure VI.15 : réservoir d'air anti bélier .....</b>	<b>82</b>
<b>Figure VI.16 : disposition du réservoir d'air .....</b>	<b>83</b>
<b>Figure VI.17 : variation du volume d'air dans le réservoir au cour de son fonctionnement</b>	<b>83</b>
<b>Figure VI.18 : remplissage du réservoir anti-bélier.....</b>	<b>84</b>
<b>Figure VI.19 : Abaque de Puech et Meunier pour la conduite reliant la SP au réservoir projeté 200 m<sup>3</sup> TIGUEMOUNINE.....</b>	<b>88</b>
<b>Figure VI.20 : Etude de la surpression abaque de DUBINET ET GUENEAU .....</b>	<b>90</b>

## Liste des tableaux

<b>Tableau I-1</b> : précipitations moyennes mensuelles et annuelles en mm	
Source : Station météorologique Boukhalfa(2014) .....	4
<b>Tableau I-2</b> : Températures moyennes mensuelles et annuelles en C°	
Source : Station météorologique Boukhalfa (2014) .....	5
<b>Tableau I-3</b> : La température et la pluviométrie itère de la période (2002-2012) .....	6
<b>Tableau II-1</b> : Nombre d'habitant selon les RGPH de l'année 2008 .....	9
<b>Tableau II-2</b> : Evolution de la population pour les horizons considérés .....	10
<b>Tableau II-3</b> : les dotations adoptées selon les zones d'études (Dupont, 1979) .....	11
<b>Tableau II-4</b> : Evolution des besoins domestiques de la population concernée par l'étude ...	12
<b>Tableau II-5</b> : Besoins socioculturel.....	12
<b>Tableau II-6</b> : Récapitulatif de la consommation en eau moyenne total de l'année 2019 .....	13
<b>Tableau II-7</b> : Détermination des besoins moyens journaliers à court, moyen et long terme	13
<b>Tableau II-8</b> : Récapitulatif des besoins en eau de la commune en tenant compte des pertes	14
<b>Tableau II-9</b> : Valeurs de coefficient « $\beta$ » en fonction du nombre d'habitants.....	15
<b>Tableau II-10</b> : Récapitulatifs des débits maximums et minimums journaliers pour les différents horizons .....	17
<b>Tableau II-11</b> : Récapitulatif de la variation de la consommation horaire .....	18
<b>Tableau II-12</b> : Caractéristique des conduites d'adduction .....	19
<b>Tableau II-13</b> : Les caractéristiques des réservoirs de la chaîne d'adduction (d'après la carte d'état-major) .....	20
<b>Tableau II-14</b> : Tableau comparatif entre besoins en eaux et ressources mobilisés .....	20
<b>Tableau III-1</b> : Calculs des pressions au sol pour le premier tronçon (adduction gravitaire)	37
<b>Tableau III-2</b> : Calculs de diamètre économique pour le deuxième tronçon (adduction par refoulement) .....	38
<b>Tableau IV-1</b> : Fonctions des réservoirs .....	41
<b>Tableau IV-2</b> : Valeurs indicatives pour les réservoirs petits et moyens .....	44
<b>Tableau IV-3</b> : Récapitulatif de calcul de la capacité du réservoir de transit à l'horizon 2049 .....	52
<b>Tableau IV-4</b> : Récapitulatif de calcul de la capacité du réservoir de stockage à l'horizon 2049 .....	54
<b>Tableau V-1</b> : Tension de vapeur pompé en fonction de la température .....	67
<b>Tableau VI-1</b> : Profil en long du tronçon reliant la SP au réservoir projeté 200 m <sup>3</sup> TIGUEMOUNINE .....	87

## LISTE DES ABREVIATIONS

- A.E.P** : Alimentation en Eau Potable.
- A.P.C** : Assemblée Populaire Communale
- DHW** : Direction d'Hydraulique de Wilaya.
- O.N.M** : Office National de la Météorologie.
- CR** : Côte Radier.
- CTP** : Côte Trop Plein.
- ACL** : Agglomération Chef-Lieu.
- D** : Diamètre.
- D<sub>ext</sub>** : Diamètre extérieur.
- D<sub>int</sub>** : Diamètre intérieur.
- DN** : Diamètre Nominal.
- H<sub>g</sub>** : Hauteur géométrique.
- H<sub>mt</sub>** : Hauteur manométrique totale.
- Max** : Maximum.
- μS/cm** : Micro Siemens par Centimètre.
- Min** : Minimum.
- Moy** : Moyenne.
- P.D.A.U** : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme
- PE** : Polyéthylène.
- PEHD** : Polyéthylène à Haute Densité.
- SP** : Station de Pompage.
- SR** : Station de Reprise.
- Pro** : profondeur.
- Q** : débit.
- Q<sub>é</sub>** : débit équivalent.
- RGPH** : Recensement générale de la population et de l'habitat
- R** : Réservoir.
- R<sub>t</sub>** : Réservoir de transit
- RN** : Route Nationale.
- CW** : Chemin de Wilaya.
- RS** : Réservoir de Stockage.

**RST** : Réservoir de stockage et de transit

**S** : Section.

**N<sub>d</sub>** : Niveau dynamique.

**NGA** : Nivellement générale Algérien.

**NPSH** : Charge nette d'aspiration.

**NPSH<sub>d</sub>** : Charge nette d'aspiration Disponible.

**NPSH<sub>r</sub>** : Charge nette d'aspiration Requise.

**N<sub>s</sub>** : Niveau Statique.

**OMS** : Organisation Mondiale de la Santé.

**CCP** : Courbe caractéristique de la pompe

**CCT** : courbe caractéristique de la conduite

**H<sub>a</sub>** : hauteur géométrique d'aspiration

**Ca** : Côte du plan d'aspiration

**C<sub>p</sub>** : Côte de l'axe de la pompe

## *Introduction générale*

L'eau est une source naturelle indispensable à la vie. En effet, les activités de tous les jours montrent qu'en l'absence de l'eau, la vie est pratiquement impossible.

La consommation de l'eau augmente avec l'évolution des moyens techniques (facilité de captage et de distribution de l'eau) et le niveau de vie de la population (acquisition d'appareils électroménagers, aménagement des salles de bain ...).

Les pays en voie de développement, en particulier l'Algérie, n'ont pas des ressources en eau considérable. Ces pays souffrent d'un déficit notable qui est dû en général à la pluviométrie annuelle faible selon les périodes et le risque de sécheresse s'étendant sur plusieurs années.

Devant de telles situations, il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource et avoir un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire les besoins de la population et éliminer les pertes.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail qui a pour but le renforcement du réseau d'alimentation en eau potable du village TIGUEMOUNINE, commune de OUACIF. Ce projet nous a été confié par la Direction des Ressources en Eau de la wilaya de TIZI OUZOU.

La zone d'étude sera alimentée par un réservoir projeté de capacité de 200 m<sup>3</sup> qui sera alimenté par refoulement à partir du réservoir de transit projeté de capacité de 50 m<sup>3</sup>. Ce dernier, sera à son tour alimenté gravitairement par le réservoir de tête existant de TIGUEMOUNINE de capacité de 300m<sup>3</sup>.

Notre travail portera sur six chapitres :

- ✚ Nous débuterons dans le chapitre 1 par la présentation globale du site.
- ✚ Le deuxième chapitre consistera essentiellement à l'estimation des besoins en eau et les ressources.
- ✚ Le troisième chapitre sera consacré pour le réseau d'adduction reliant le réservoir existant de 300 m<sup>3</sup> à la station de reprise gravitairement et par refoulement de la station de reprise vers le réservoir projeté de 200 m<sup>3</sup>.
- ✚ Le quatrième chapitre sera consacré sur l'étude des réservoirs.
- ✚ Le cinquième chapitre consistera à l'étude des pompes.
- ✚ Par la suite, le sixième chapitre reposera sur la protection de la conduite d'adduction par refoulement contre le coup de bélier afin d'avoir un réseau résistant et durable.

Enfin, on terminera ce travail par une conclusion générale dans laquelle seront soulignés les principaux résultats.

## I.1. Introduction

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

## I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE

Loin de 35 km au sud-est du chef-lieu TIZI OUZOU, la commune d'Ouacif, s'étend sur une superficie totale de 17,17 km<sup>2</sup>, elle est limitée comme le montre la figure (I.1) par:

- Au Nord la commune de Beni-yenni ;
- Au Sud la wilaya de Bouira ;
- A l'Est la commune d'iboudraren ;
- A l'Ouest les communes d'Ait Toudert et d'Ait Boumehdi ;

La commune se compose essentiellement de l'agglomération, chef-lieu qui est Ouacif et de neuf villages environnants à savoir :zaknoun, Tikichourt, Tikidount, bouabderahmane, zahloun, zoubga, Ait Abbas, Ait sidi Atmane et Tiguemounine.

Le village de TIGUEMOUNINE administrativement relève de la commune d'OUACIF. TIGUEMOUNINE est situé à l'entrée ouest de la ville de OUACIF, en allant vers TIKDJDA sur le chemin communal CW 11, partant du chef-lieu OUACIF jusqu'au carrefour vers BENI YENNI et IBOUDRARENE.

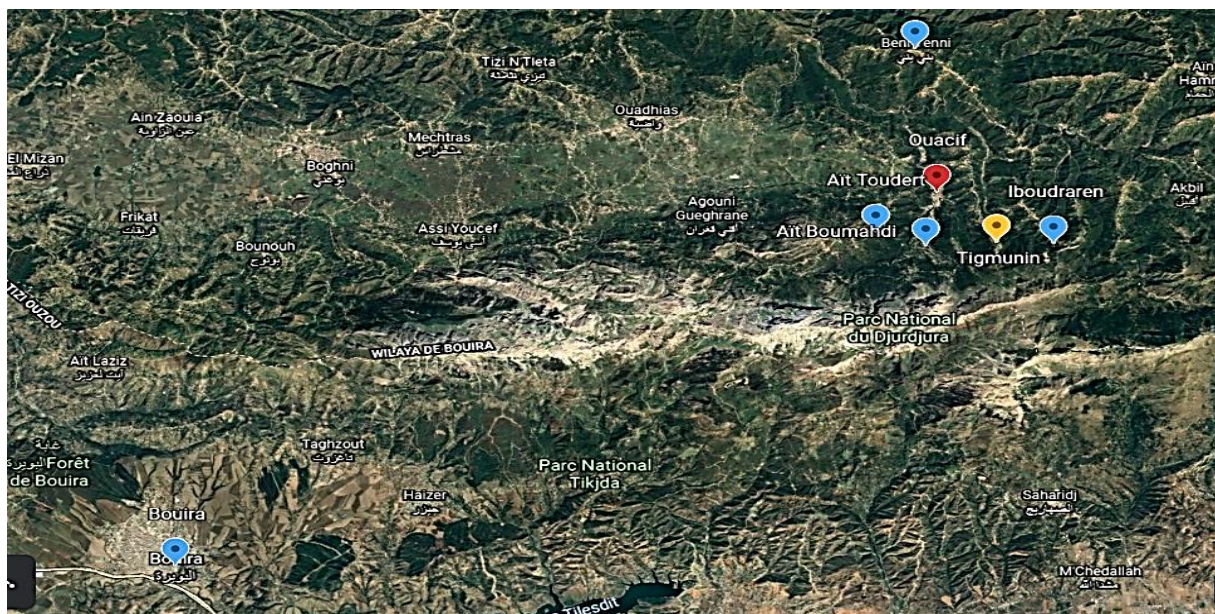
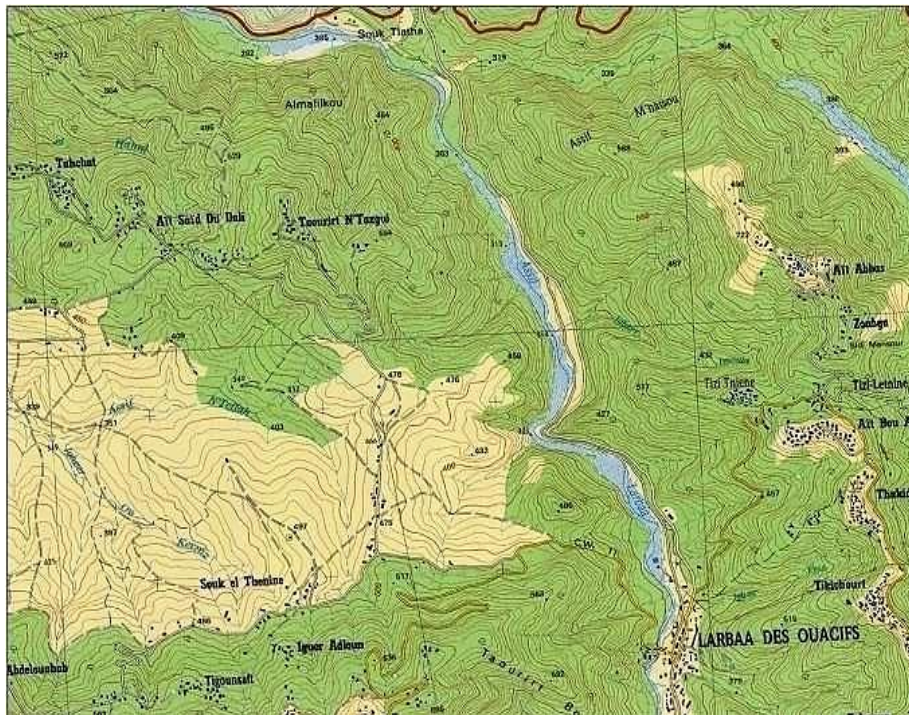


Figure I.1 : Situation administrative de la commune d'OUACIF

### I.3. SITUATION TOPOGRAPHIQUE

La commune est située dans une zone de montagnes présentant un relief accidenté, boisé et située au pied du massif du Djurdjura, à l'aval de l'agglomération d'Ait Boumehdi. Le site urbain de Larbaa des Ouacifs occupe le prolongement de la vallée de l'oued Assif Larbaa. Cet emplacement est très enclavé par les flancs abrupts des djebels qui descendent vers le Nord faisant ainsi la continuité des massifs montagneux de LALLA KHEDIDJA.



**Figure I.2 :** Extrait de la Carte d'état-major de TiziOuzou NJ-31-V-33 Est

### I.4. SITUATION GEOLOGIQUE

La géologie de la commune reflète clairement la complexité morphologique due à de forts mouvements orogéniques suivis d'une intense érosion et le transport des matériaux détritiques vers l'aval (blocs de calcaires décimétriques à métriques) et schistes remaniés ou intacts (charriés) ainsi que du marne formant le ciment de quelque mats graveleux. Le lit de l'oued est jonché de conglomérats dont la taille est très variée. Les flancs de ce dernier sont composés d'un hétérogène de conglomérats avec une matrice de schistes remaniés. Un peu plus au nord nous avons de gros blocs calcaires qui marquent le début d'un talus tandis que sa partie haute devient nettement schisteuse. Ces schistes sont clivages partaient avec un pendage vertical orienté nord-est, sud-ouest, le versant Est de l'oued (haut de 40m) est essentiellement composé de limons rouges avec quelques émergences de blocs de calcaires et de cailloutis. Le piémont Ouest débute par un talus qui va de 5m à 60m environ et il se

compose soit d'argile limoneuse et de limons avec des incrustations de cailloutis et parfois des conglomérats décimétriques à métriques (toujours du calcaire). (Mémoire 2014 cote 16)[05]

## **I.5. SITUATION GEOTECHNIQUE**

Les problèmes qui caractérisent le terrain sont directement liés à la nature du sol, la présence de fortes pentes des talus et les manifestations sismiques en ces lieux.

### **I.5.1. Problèmes des pentes**

Les pentes supérieures à 15% sont assez fréquentes et constituent des contraintes importantes quant à édification des ouvrages, vu que les talus à fortes pentes présentent des instabilités notamment au glissement global et local. Souvent on est appelé à prévoir des adaptations au niveau des fondations des ouvrages en terrains en pentes par l'accroît des profondeurs de fondation, éloignement des ouvrages des rives au bord du vide), stabilisation des talus par des ouvrages de soutènement.

### **I.5.2. Problème géologique**

La présence de schistes constitue un matériau très instable et sujet à des glissements sous les conditions de fortes pentes. Ce phénomène est encore plus significatif quand ces schistes sont broyés et mélangés à des marnes. (Mémoire 2014 cote 16). [05]

## **I.6. SITUATION SOCIO-ECONOMIQUE**

### **I.6.1. Données démographiques**

Selon les données de recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) 2008 de la commune d'OUACIF [08], le village TIGUEMOUNINE regroupe une population de 456 habitants.

### **I.6.2. Infrastructure et équipement publics**

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

**I.6.2.1. Equipements scolaires**

La région d'étude dispose actuellement d'une mosquée.

**I.6.3. Situation climatologique**

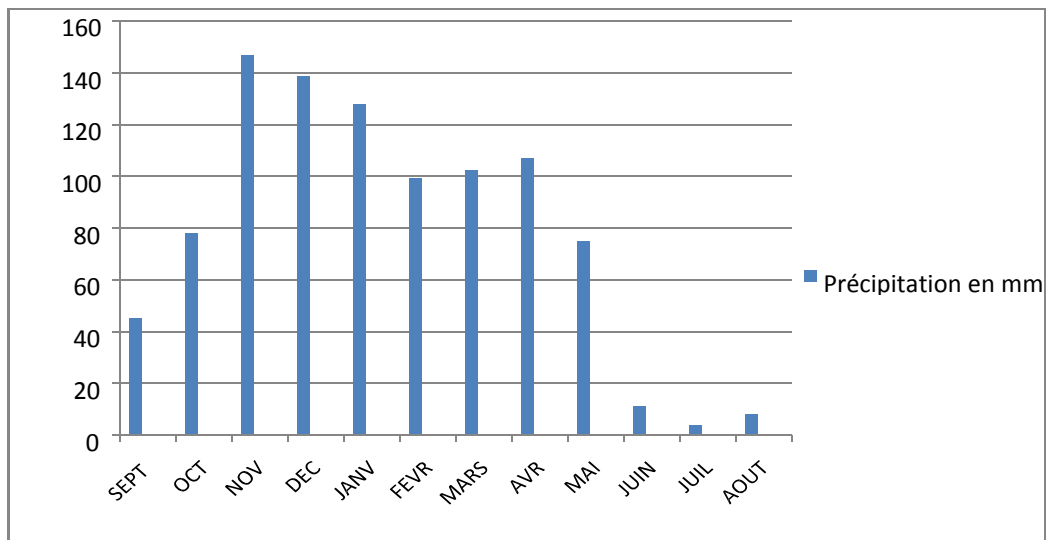
Le climat de la région d'étude est de type méditerranéen subhumide, caractérisé par ses étés chauds et ses hivers pluvieux et humides ainsi qu'une fréquente chute de neige en hiver à partir de 800 m d'altitude.

**I.6.3.1. La pluviométrie**

Les précipitations sont irrégulières et en général de courte durée, mais de forte intensité avec d'extrêmes variations. L'analyse du tableau ci-après montre que le maximum de pluie est atteint en hiver avec 146.9 mm et en printemps avec 107.08mm, en été les précipitations sont de l'ordre de 11.09 mm. (Mémoire 2014 cote 16)[05]

**Tableau I -1 : précipitations moyennes mensuelles et annuelles en mm**  
**Source : Station météorologique Boukhalifa(2014)**

Année	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC	Moy
<b>2002</b>	76,20	33,00	47,10	53,80	46,10	1,70	2,50	20,60	31,00	39,20	271,90	286,10	<b>75,77</b>
<b>2003</b>	303,50	106,00	59,30	128,60	34,30	1,20	3,20	3,30	21,30	67,70	78,00	166,90	<b>81,11</b>
<b>2004</b>	127,70	52,20	104,00	86,40	146,10	4,70	0,00	10,20	36,90	36,40	106,90	197,40	<b>75,74</b>
<b>2005</b>	148,70	37,50	30,30	68,50	1,50	0,10	0,60	1,70	20,00	57,50	72,20	87,20	<b>43,82</b>
<b>2006</b>	142,50	169,40	35,00	20,20	78,10	5,60	2,40	2,70	36,50	18,60	7,30	170,50	<b>57,40</b>
<b>2007</b>	8,40	63,40	284,60	201,50	23,80	14,90	11,30	1,80	56,90	210,40	257,80	89,20	<b>102,00</b>
<b>2008</b>	8,70	11,80	88,10	32,30	96,80	14,00	7,20	0,00	34,60	66,10	190,30	115,40	<b>55,44</b>
<b>2009</b>	221,00	42,40	92,0	132,60	69,10	0,00	2,60	7,30	169,80	40,40	116,50	140,30	<b>78,50</b>
<b>2010</b>	82,40	61,10	97,40	93,60	59,30	27,60	1,80	25,90	25,40	113,40	143,50	46,10	<b>64,79</b>
<b>2011</b>	90,90	146,90	99,90	106,50	153,10	41,00	1,70	0,20	7,50	34,10	156,40	86,90	<b>77,09</b>
<b>2012</b>	69,50	269,50	97,80	146,80	40,20	1,10	0,00	6,40	10,90	96,30	68,70	0,00	<b>67,27</b>
<b>Moy</b>	<b>127,9</b>	<b>99,3</b>	<b>102,5</b>	<b>107,08</b>	<b>74,8</b>	<b>11,09</b>	<b>3,65</b>	<b>8,01</b>	<b>45,08</b>	<b>78,01</b>	<b>146,9</b>	<b>138,6</b>	<b>78,57</b>



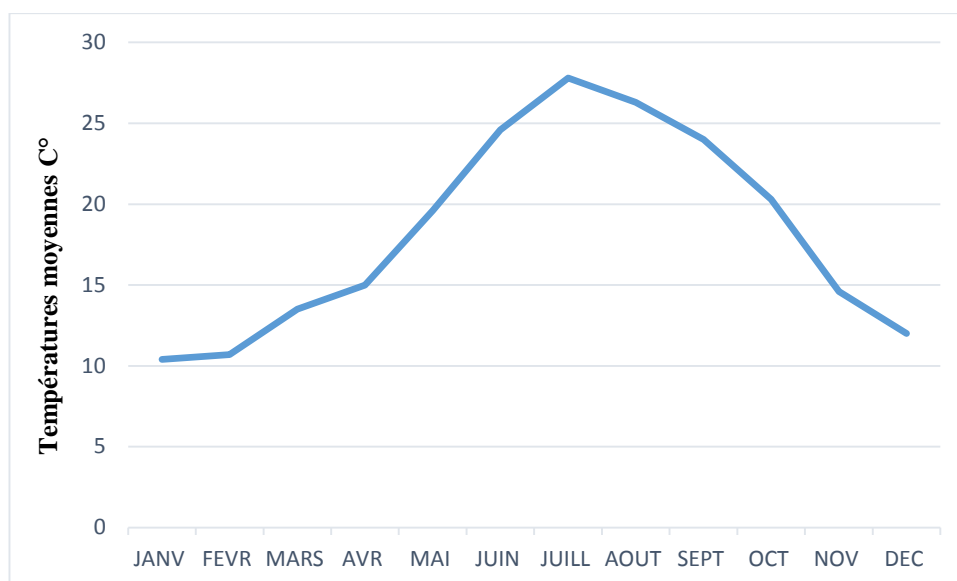
**Figure I.3 :** Représentation graphique de l'évolution de la précipitation moyenne mensuelle (2002-2012)

**I.6.3.2. Etude des températures**

Les températures moyennes mensuelles de la région d'étude, recueillies auprès de L'ONM (office national de la métrologie)[06] station météorologique Boukhalfa (TiziOuzou), sont présentées dans le tableau I-2 et la figure I.4 ci-après.

**Tableau I-2 :** Températures moyennes mensuelles et annuelles en C°  
**Source :** Station météorologique Boukhalfa (2014)

Année	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOÛT	SEPT	OCT	NOV	DEC	Total	Moy
2002	9,7	11,4	13,7	15,4	20,1	25,6	26,8	26,3	29,9	20,2	15,2	12,9	227,2	18,9
2003	10,1	9,3	13,8	15,7	18,7	27,1	28,8	29,4	23,9	20,4	15,7	10,6	223,5	18,6
2004	10,6	12,2	13,6	14,7	16,5	23,8	26,6	27	22,5	25,2	13,3	11,5	217,5	18,1
2005	7,4	7,7	12,8	15,5	20,6	25,2	28,3	26,9	23,2	20,5	13	10,6	211,7	17,6
2006	9,2	10	14,2	18,3	21,9	24,8	28,8	26,7	23,9	22,3	17,3	12,1	229,5	19,1
2007	11,4	13	12,3	15,7	19,5	23,3	27,5	28,1	23,7	19,4	13,6	10,6	218,1	18,2
2008	11	12,6	13	16,3	18,8	23,5	27,9	27,8	24,4	19,8	13,5	13,1	221,7	18,5
2009	10,8	10,4	12,7	14,0	21	25,2	29,6	28,0	22,7	19,2	15,3	15,8	371,7	31,0
2010	11,4	12,8	13,7	16,4	17,6	22,6	27,7	27,2	23,6	19,2	14,3	11,2	206,5	17,2
2011	10,6	10,3	13,4	17,5	19,7	23,1	27,5	28,5	24,7	19,7	15,7	13	223,7	18,6
2012	9,9	6,5	13,3	15,3	19,9	26,4	27,8	30,3	24,4	20,8	16,2	12	222,8	18,6
<b>Moy</b>	10,4	10,7	13,5	15	19,6	24,6	27,8	26,3	24	20,3	14,6	12	178	21,4



**Figure I.4 :** Représentation graphique de la Température mensuelle moyenne

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

### I.6.3.3. Diagramme ombrothermique

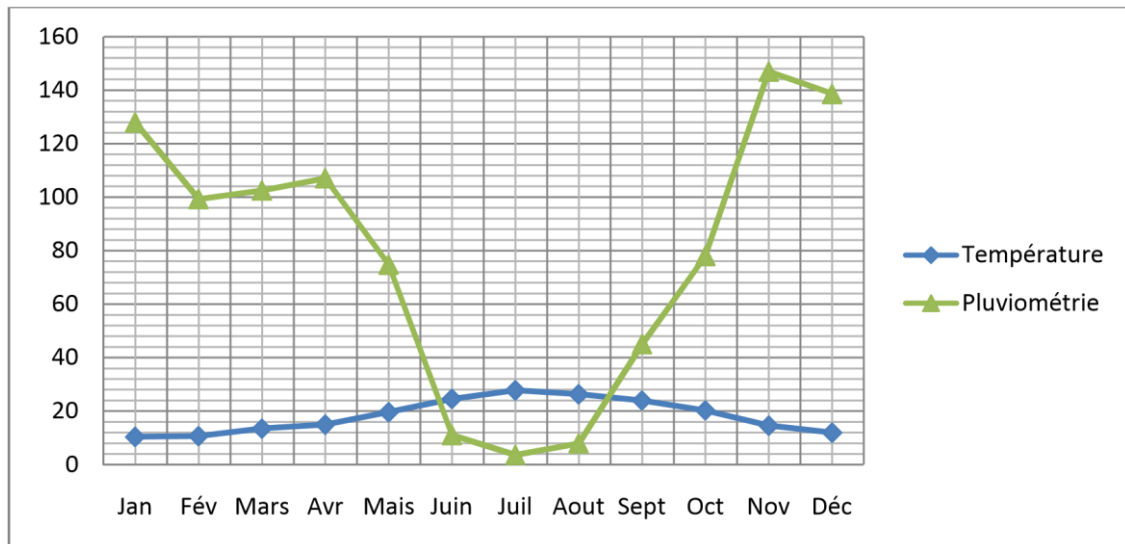
Le diagramme Ombrothermique permet de caractériser l'intensité et l'importance de la période sèche. Pour tracer ce diagramme, on porte en abscisses les mois successifs de l'année, en ordonnées les précipitations  $P$  en mm, et les températures  $T$  en °C (figure I.5), de telle façon que l'échelle des précipitations soit le double de celle des températures. (BAGHOULS et al. 1957) définissent un mois sec par la condition.

Les résultats de la température moyenne mensuelle et de la pluviométrie moyenne mensuelle de la région d'étude sont illustrés dans le tableau (I-3)

**Tableau I-3 :** La température et la pluviométrie itère de la période (2002-2012)

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr	Mais	Juin	Juil.	Aout	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
<b>Tmoy (C°)</b>	10,4	10,7	13,5	15	19,6	24,6	27,8	26,3	24	20,3	14,6	12
<b>Pmoy (mm)</b>	127,9	99,3	102,5	107,08	74,8	11,09	3,65	8,01	45,08	78,01	146,9	138,6

Le diagramme ombrothermique de la région d'étude représenté sur la figure (I.5) montre que la période sèche s'étale sur le mi-Mai jusqu'à mi-septembre, et pour la période humide elle s'étale du mois d'Octobre jusqu'au mois d'Avril.



**Figure I.5 :** Diagramme Ombrothermique

## I.7. VENT

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

## I.8. SISMICITE

Le village TIGUEMOUNINE est l'un des villages de la commune d'OUACIF de la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le (RPA99, Addenda 2003) [07] en zone de moyenne sismicité IIa.

## I.9. SITUATION HYDRAULIQUE

### I.9.1. Ressources en eau

D'après les renseignements fournis par le secteur ADE de OUACIF, le village TIGUEMOUNINE est alimenté à partir d'un captage de source avec une bêche de capacité 50 m<sup>3</sup>, avec une conduite en acier galvanisé 50/60, la conduite suit l'accotement du chemin de wilaya CW11 jusqu'à l'entrée du village avec un débit de 0.5 l/s, qui se ramifie en conduites, vers le réseau du village. Le village AIT SIDI ATHMANE est alimenté à partir du réservoir de tête de capacité 300 m<sup>3</sup>, d'où sortent deux conduites en acier galvanisé 33/42, une conduite en acier enrobé DN 80 sur laquelle est placée une nourrice, d'où partent trois conduites en

acier galvanisé 33/42, à partir de ces conduites une multitude de branchements vers les habitations. Pour le QUARTIER BEN MOUHOUB faisant partie du village ZAKNOUN, l'alimentation se fait par des piquages sur la conduite en acier enrobé DN 150 venant du réservoir ELMAZARI vers le réservoir TAKAROUCHT de capacité 150 m<sup>3</sup>. A partir de la nouvelle station de pompage d'OUACIF, mise récemment en service, le village de ZEKNOUN reçoit 300 m<sup>3</sup>/j, ceci permettra de la déconnecter du réservoir 300 m<sup>3</sup> d'EL MAZARI.

### **I.9.2. Assainissement des eaux usées**

Le réseau d'assainissement est de type unitaire de diamètre variable (300mm, 400mm et 500 et 600mm). Les rejets des eaux usées sont canalisés vers des fosses septiques et des bassins de décantation. Les eaux pluviales sont drainées par des caniveaux vers le milieu naturel.

### **I.10. Conclusion**

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

## II.1. Introduction

Pour l'estimation des besoins en eau d'une agglomération, il est nécessaire de fixer une dotation pour chaque catégorie de consommation. Cette estimation des besoins en eau dépend de plusieurs facteurs à savoir : l'évolution de la population et les différents équipements publics et industriels. La présente étude est basée sur l'estimation de l'évolution de la population actuelle et future qui nous permettra de calculer la consommation moyenne journalière des différents types de besoins, pour les différents horizons considérés (court, moyen et long terme). Ceci permettra d'estimer le déficit en eau potable de la zone d'étude.

## II.2. EVALUATION DE LA POPULATION DE LA ZONE D'ETUDE

Pour l'estimation de l'évolution de la population du village de TIGHEMOUNINE, objet de notre étude, nous nous basons sur le recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de l'année 2008 (tableau II-1) [08]

**Tableau II-1** : Nombre d'habitant selon les RGPH de l'année 2008

Localité	Population 2008
TIGHEMOUNINE	456

## II.3. ESTIMATION DE LA POPULATION AUX HORIZONS FUTURES

Les horizons retenus dans le cadre de l'étude sont le court terme (2029), moyen terme (2039) et le long terme (2049). L'évolution démographique est estimée suivant la loi des accroissements donnée par la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_h (1 + \alpha)^x \quad (\text{II.1})$$

Avec:

$P_n$ : Population à l'horizon considéré,

$P_h$  : Population de l'année de référence (2008)

$x$ : le nombre d'année séparant les horizons considérés.

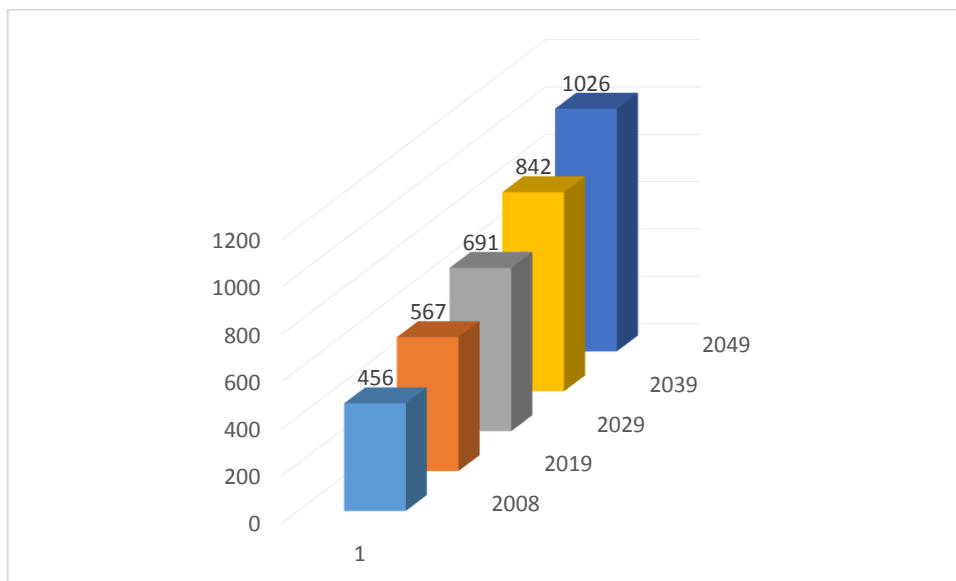
$\alpha$  : le taux d'accroissement de la population.

Les horizons de calcul sont :

- Le court terme 2029 (pour une période de 10 ans).
- Le moyen terme 2039 (pour une période de 20 ans).
- Le long terme 2049 (pour une période de 30 ans).

**Tableau II-2 :** Evolution de la population pour les horizons considérés.

Localité	Taux D'accroissement %	Années				
		2008	2019	2029	2039	2049
TIGHEMOUNINE	2	456	567	691	842	1026



**Figure II.1 :** Représentation graphique de l'évolution de la population pour les différents horizons

**II.4. BESOINS EN EAU**

L'évaluation de la quantité d'eau peut se faire avec grande certitude, mais nécessite une mise en place d'énormes moyens, chaque catégorie de besoins dépend de nombreux paramètres, dont l'évolution dans le temps est variable et change d'une agglomération à l'autre. Les besoins en eau dépendent aussi du climat, des habitudes de la population, du type de l'agglomération, du degré d'équipement et de la catégorie du consommateur.

Dans le cadre de cette étude, nous aurons à définir deux types de consommations :

- Consommation domestique.
- Consommation des équipements publics.

### II.4.1. Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres équipements, pendant une journée. Celle-ci est exprimée par la relation (II.2) suivante (Bonin, 1986) [01]:

$$Q_{\text{moy j}} = \frac{N \cdot D}{1000} \text{ m}^3 / \text{j} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

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

N : nombre de consommateurs

D : dotation (l/j/habitants).

### II.4.2. Dotation

La dotation notée (dot) est la norme de consommation, définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain pour ses différents besoins : boisson, douche, ménage ...etc. (Bonin, 1986) [01]. L'évaluation de cette quantité d'eau dépend de nombreux paramètres ; tels que : le type de l'agglomération, le type et le degré d'équipements, la catégorie du consommateur ...etc. Nous pouvons donner, à titre indicatif, quelques dotations généralement adoptées (Dupont, 1979) [04]:

**Tableau II-3** : les dotations adoptées selon les zones d'études (Dupont, 1979)

la zone	Nombre d'habitant (habitant)	la dotation (litres/habitant /jour)
zone rurales et villes	de 5000 à 20 000	150 à 225
villes	de 20 000 à 100 000	200 à 250
	plus de 100 000	250 à 300

### II.5. DIFFERENTS TYPES DES BESOINS

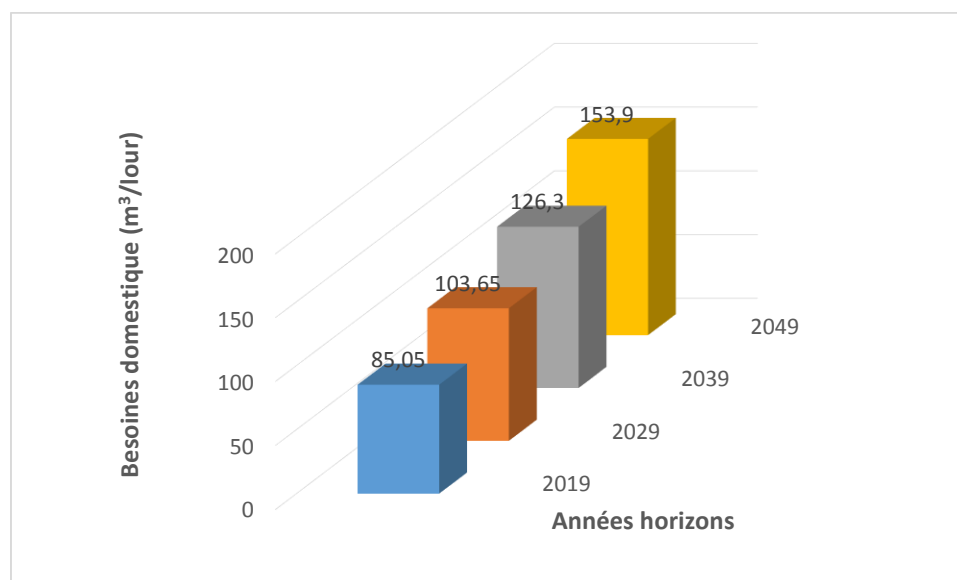
L'estimation des différents besoins en eau obtenues sont présentés dans les tableaux qui suivent :

### II.5.1. Besoin domestiques

Pour l'estimation des besoins domestiques nous adoptons une dotation de 150 l/j/hab. Valeur minimale adoptée en zone rurale. Les résultats obtenus en utilisant l'équation (II.2) sont illustrés sur le tableau (II-4), suivant :

**Tableau II-4** : Evolution des besoins domestiques de la population concernée par l'étude

	<b>Besoins journalier (m<sup>3</sup>/jour)</b>			
	<b>2019</b>	<b>2029</b>	<b>2039</b>	<b>2049</b>
<b>TIGEUMOUNINE</b>	85.05	103.65	126.30	153.90



**Figure II.2** : Représentation graphique de l'évolution des besoins domestiques de la population concernée par l'étude.

## II.6. BESOINS DES EQUIPEMENT PUBLICS

### II.6.1. Besoins socioculturels

**Tableau II-5** : Besoins socioculturel

<b>Localité</b>	<b>Désignation</b>	<b>Fidèle</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Cons Moy (m<sup>3</sup>/j)</b>	<b>Cons Moy (l/s)</b>
<b>TIGUEMOUNINE</b>	Mosquée	100	15	1.50	0.017

## II.7. RECAPITULATION DES BESOINS DES EQUIPEMENTS PUBLICS

Après l'étude détaillée nous présentons le tableau (II-6), qui récapitule les besoins des équipements publics.

**Tableau II-6 :** Récapitulatif de la consommation en eau moyenne total de l'année 2019

Besoins	m <sup>3</sup> /j	l/s
Besoins domestique	85.05	0.984
Besoins des équipements publics	1.50	0.017
<b>Total</b>	<b>86.55</b>	<b>1.001</b>

## II.8. BESOINS FUTUR

En considérant une dotation de 150 l/j/hab. nous obtenons les résultats suivants :

**Tableau II-7 :** Détermination des besoins moyens journaliers à court, moyen et long terme

N°		BESOINS (m <sup>3</sup> /j)				BESOINS (l/s)			
		2019	2029	2039	2049	2019	2029	2039	2049
1	Besoins domestiques	85.05	103.65	126.3	153.9	0.99	1.20	1.46	1.78
2	Besoins des équipements publics	0.84	1.02	1.25	1.5	0	0.01	0.01	0.01
3	<b>Total</b>	85.89	104.67	127.545	155.4	0.99	1.21	1.47	1.79

## II.9. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU EN TENANT COMPTE DES PERTES

Les réseaux d'alimentation en eau potable ne sont jamais étanches même s'ils sont construits avec soins et correctement entretenus. Le volume de pertes toléré est généralement compris entre 15 et 20% de la quantité d'eau consommée. Selon le service technique de la subdivision des ressources en eau de la commune d'Ouacif, le taux de fuite tolérable sera pris égal à 20%. Ainsi, l'estimation totale des besoins journaliers en tenant compte des pertes est donnée dans le tableau (II-8) ci-dessous

**Tableau II-8** : Récapitulatif des besoins en eau de la commune en tenant compte des pertes

N°		BESOINS (m <sup>3</sup> /j)				BESOINS (l/s)			
		2019	2029	2039	2049	2019	2029	2039	2049
1	Besoins domestiques	102.06	124.25	151.56	184.68	1.18	1.44	1.75	2.13
2	Besoins des équipements publics	1	1,22	1,5	1,8	0.01	0.01	0.01	0.01
3	<b>Total</b>	103.06	125.47	153.06	186.48	1.19	1.45	1.76	2.14

## II.10. ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS

En raison de l'irrégularité dans la consommation qui a déjà prises en compte, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en affectant un débit moyen journalier des coefficients d'irrégularité. Cette évaluation, permettra de dimensionner le réseau d'adduction. Les débits exigés par la consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

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

### II.10.1. Coefficient d'irrégularité

#### II.10.1.1. Coefficient maximal journalier (K<sub>max,j</sub>)

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation maximal au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport par la relation II.3 suivante :

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

la valeur de K<sub>max,j</sub> varie entre 1.1 et 1.3. Nous considérons, pour notre cas, une valeur de 1.2 (ABRAMOV)

#### II.10.1.2. Coefficient minimal journalier (K<sub>min,j</sub>)

Celui-ci est défini comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière, donné par la relation II.4 suivante :

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation. K<sub>min,j</sub> varie de 0.7 à 0.9. Pour notre étude, nous considérons K<sub>min,j</sub>=0.

**II.10.1.3. Coefficient maximal horaire (Kmax,h)**

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. Il est donné par la relation II.5 suivante :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \tag{II.5}$$

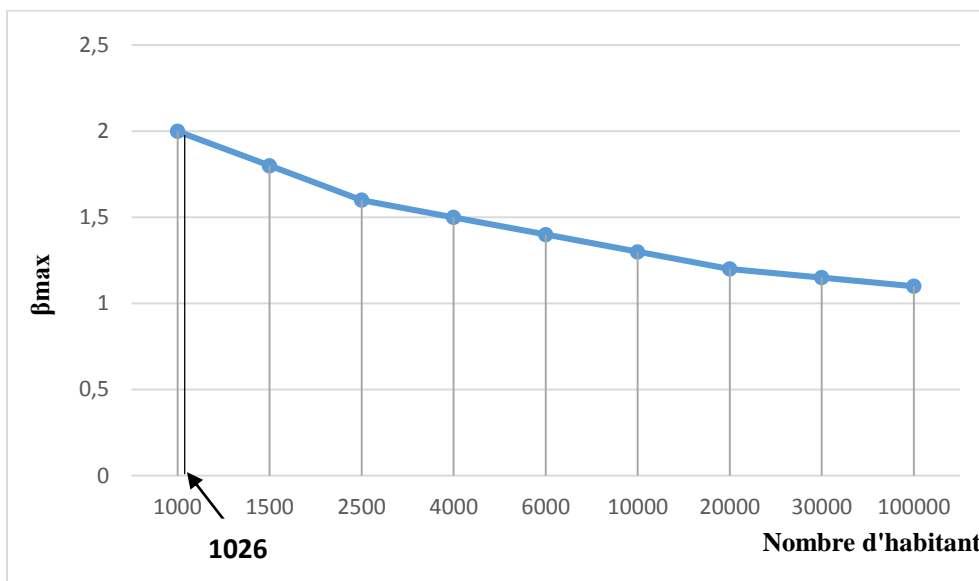
Avec :

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

$\beta_{max}$ : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.9 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau II-9 : Valeurs de coefficient «β » en fonction du nombre d'habitants**

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



**Figure II.3 : La variation de coefficient  $\beta_{max}$  en fonction de nombre d'habitant.**

La valeur de  $\beta_{max}$  est obtenue par interpolation. A long terme (horizon 2049), le nombre d'habitant à est égal à 1026 habitants, compris entre 1000et 1500 Nous obtenons :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (II.6)$$

$$\beta_{max} = 1.8 + \frac{(2-1,8)*(1500-1026)}{(1500-1000)} = 1.989 \longrightarrow \beta_{max} = 1.989$$

$$K_{max.h} = 1.3 * 1.989 \longrightarrow K_{maxh} = 2.585$$

## II.10.2. Détermination des débits journaliers

### II.10.2.1. Débit minimal ( $Q_{min.j}$ )

Cette consommation représente le débit de jour le moins chargé de l'année. Elle est donnée par la formule suivante (II.7) :

$$Q_{min.j} = K_{min.j} * Q_{moy.j} \quad (II.7)$$

Avec :

$Q_{min.j}$  : débit minimum journalier en m<sup>3</sup>/j.

$Q_{moy.j}$  : débit moyen journalier en m<sup>3</sup>/j.

$K_{min.j}$  : coefficient d'irrégularité minimale journalière.

### II.10.2.2. Débit maximal ( $Q_{max.j}$ )

Ce débit, relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année, est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. Il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage. Il est donné par la formule suivante (II.8).

$$Q_{max.j} = K_{max.j} * Q_{moy.j} \quad (II.8)$$

Avec :

$Q_{max.j}$  : débit maximum journalier en m<sup>3</sup>/j.

$Q_{moy.j}$  : débit moyen journalier en m<sup>3</sup>/j.

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

Les consommations maximales et minimales sont représentées dans le tableau (II.10) suivant :

**Tableau II-10** : Récapitulatifs des débits maximums et minimums journaliers pour les différents horizons.

Horizon	Qmoy.j		Kmax.j	Qmax.j		Kmin.j	Qmin.j	
	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)		(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)		(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)
<b>2019</b>	103.05	1.192	<b>1.2</b>	123.66	1.4304	<b>0.8</b>	82.44	0.9536
<b>2029</b>	125.46	1.454		150.552	1.7448		100.368	1.1632
<b>2039</b>	153.05	1.767		183.66	2.1204		122.44	1.4136
<b>2049</b>	186.48	2.15		223.776	2.58		149.184	1.72

### II.10.3. Débit horaire

#### II.10.3.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation (II.9) suivante :

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

Avec :

Q<sub>moy,h</sub> : débit moyen horaire en m<sup>3</sup>/h .

Q<sub>max,j</sub> : débit maximum journalier en m<sup>3</sup>/j .

#### II.10.3.2. Débit maximale horaire

Cette consommation est déterminée selon des coefficients d'irrégularité horaires K<sub>max,h</sub>. Elle permet de déduire la plus forte charge du réseau afin de prévoir et de dimensionner les risques des dépôts dans la conduite. La consommation maximale horaire est donnée par la formule (II.10).

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

Avec :

Q<sub>moy,h</sub> : débit moyen horaire en m<sup>3</sup>/h.

K<sub>max,h</sub> : coefficient d'irrégularité maximale horaire.

**Tableau II-11** : Récapitulatif de la variation de la consommation horaire.

Horizon	$\beta_{\max}$	Kmax h	Qmax.j		Qmoy.h		Qmax.h	
			(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /h)	(l/s)
2019	2	2.6	123.66	1.4304	5.15	0.059	13.39	0.153
2029	2	2.6	150.552	1.7448	6.27	0.072	16.302	0.187
2039	2	2.6	183.66	2.1204	7.65	0.088	19.89	0.228
2049	1.989	2.58	223.776	2.58	9.32	0.107	18.53	0.212

**NB:**

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

- **Calcul du débit transférer**

$$Q_{2049} = \frac{223.77 \cdot 1000}{20 \cdot 3600} = 3.111/s$$

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

**II.11. RESSOURCES EN EAU EXISTANTES**

D'après les renseignements fournis par le secteur ADE de OUACIF, le village TIGUEMOUNINE est alimenté à partir d'un captage de source avec une bêche de capacité 50 m<sup>3</sup>, sur une côte de 1084.00 m. Elle s'écoule dans une conduite en acier galvanisé 50/60, la conduite suit l'accotement du chemin de wilaya CW11 jusqu'à l'entrée du village avec un débit de 0.50 l/s, qui se ramifie en conduites, vers le réseau du village.

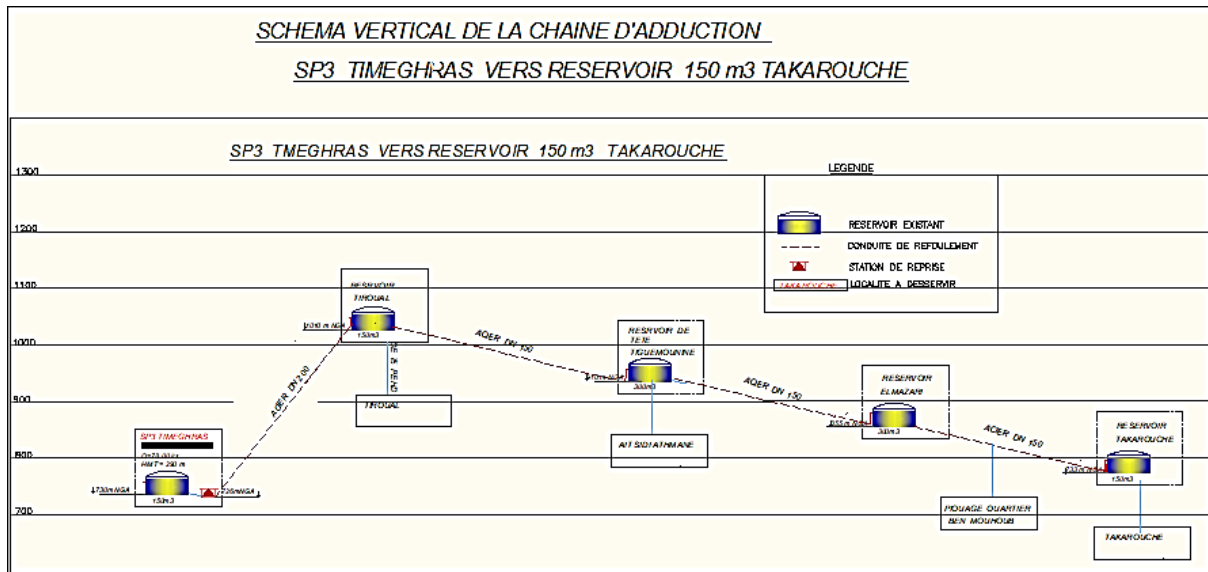


Figure II.4 : schéma vertical existant de la chaine d’adduction

II.11.1. Les conduites

Les conduites de notre chaine à différent diamètre et longueur est de bon état, sont représenté dans le tableau qui suit :

Tableau II-12 : Caractéristique des conduites d’adduction

Désignation	Diamètre (mm)	Matériaux
SP3 Timeghras – R.Tiroual	200	Acier
R.Tiroual – R. de tête Tiguemounine	150	Acier
R.de tête Tiguemounine – R.Elmazari	150	Acier
R. Elmazari – R. Takaroucht	150	Acier

II.11.2. Les réservoirs

Les caractéristiques des réservoirs de la chaîne d’adduction sont représentées dans le tableau ci-après :

**Tableau II-13** : Les caractéristiques des réservoirs de la chaîne d'adduction  
(d'après la carte d'état-major).

Désignation	Capacité (m <sup>3</sup> )	CTN (m)
SP 3 Timeghras	150	774.00
R.Tiroual	150	1034.85
R. De tête Tiguemounine	300	1018.65
R. Elmazari	300	855.00
R. Takarouche	150	733.00

### II.11.3. Comparaison entre besoins en eau et ressources actuelles

Connaissant les besoins maximums en eau du village TIGUEMOUNINE sur différents horizons et la production totale actuelle nous pouvons déduire les déficits en eau qui se manifesteront sur différents horizons. Le déficit se calcule de la manière suivante :

#### II.11.3.1. Calcul du déficit

$$\text{Déficit} = Q \text{ max } j - Q \text{ disponible} \quad (\text{II.11})$$

Le calcul est présenté dans le tableau ci-après :

**Tableau II-14** : Tableau comparatif entre besoins en eaux et ressources mobilisés

Harison		2019	2029	2039	2049
Besoins max j	m <sup>3</sup> /j	123,66	150,522	183,66	223,776
	l/s	1,4304	1,7448	2,1204	2,58
Q disponible en eau	m <sup>3</sup> /j	43,2			
	l/s	0,5			
Déficit	m <sup>3</sup> /j	80,46	107,32	140,46	180,57
	l/s	0,93	1,2448	1,6204	2,089

D'après analyse du tableau des déficits en besoin en eau du village TIGUEMOUNINE, il ressort clairement que ce village souffre d'un déficit important à différents horizons, à savoir un manque de 80.46 m<sup>3</sup>/j en 2019, à court terme, d'un

déficit de 107.32 m<sup>3</sup>/j en 2029, à moyen terme un déficit de 140.46 m<sup>3</sup>/j en 2039 et déficit de 180.57 m<sup>3</sup>/j en 2049.

## II.12. Conclusion

L'étude des différentes catégories des besoins en eau est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan de développement national (PDAU, 2008) [09]. Dans ce chapitre, faisant l'objet de l'estimation en eau de la population, l'évolution des besoins des équipements publics dans les différents horizons, est estimé par rapport aux besoins domestiques.

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

Vu que le village TIGUEMOUNINE est alimenté par une source d'un débit de 0.5 l/s il ressort clairement que ce village souffre d'un déficit important de 2.089l/s et ne dispose pas de réservoir de stockage. Ce qui nécessite un apport en ressource hydrique du village pour combler ce manque. La solution préconisée, serait de créer un pompage à partir du réservoir 300 m<sup>3</sup> de tête de TIGUEMOUNINE, d'où l'eau sera pompée vers un réservoir au sol de capacité 200 m<sup>3</sup> qu'il sera implanté sur les hauteurs du village pour répondre à une pression de service au sol satisfaisante.

**III.1. Introduction**

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

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

**III.2. TYPES D'ADDITION**

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

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

**III.2.1. Adduction gravitaire**

Dans une adduction gravitaire, le réservoir d'accumulation se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte. Dans ce cas, l'écoulement de l'eau obéit à la loi de la force de pesanteur (Dupont, 1971) [04].

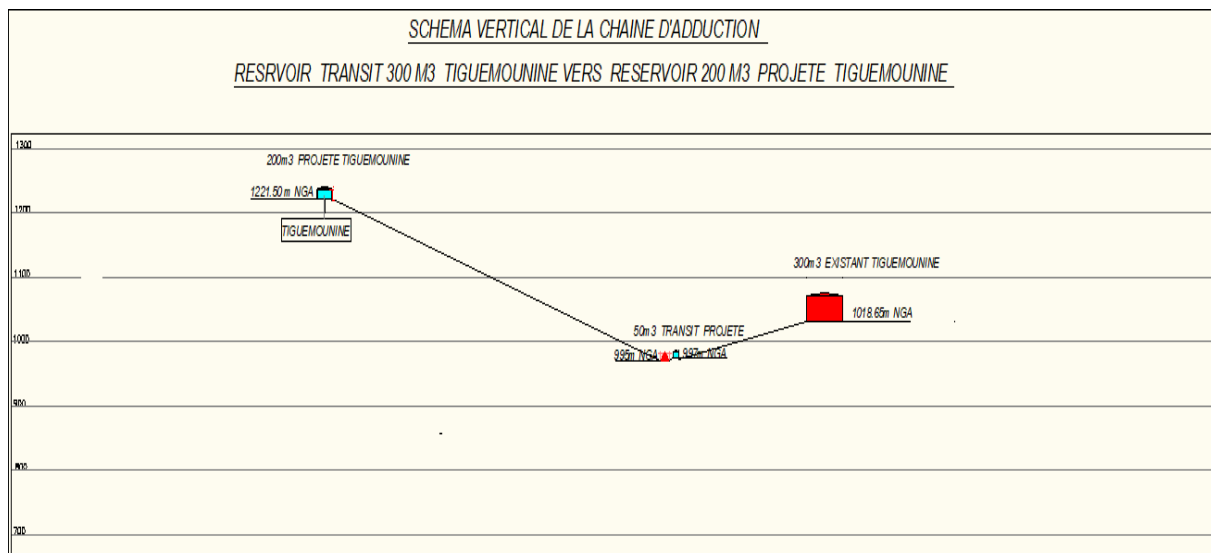
**III.2.2. Adduction par refoulement**

Ce type d'adduction est utilisé dans le cas où le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Les eaux de captage doivent être relevées par une station de pompage (Dupont, 1971) [04].

**III.2.3. Adduction mixte**

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte.



**Figure III.1** : schéma vertical projeté de la chaîne d'adduction

### III.3. CHOIX DU TRACÉ

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

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

### III.4. CHOIX DU TYPE DE CONDUITE

Les différentes conduites utilisées dans le domaine d'alimentation en eau potable sont les conduites en fonte, en acier, en matière thermoplastique et les conduites en béton (Bonvin ; 2005) [03]. Le choix du type de conduites est établi en tenant compte de plusieurs critères d'ordre technique, à savoir : le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur

des critères économiques qui englobent le prix des équipements et leur disponibilité sur le marché national.

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

- le PEHD résiste bien aux chocs, même à basse température ;
- grâce à leur faible conductibilité thermique, les conduites en PEHD condensent moins que celles en acier ou en fonte ;
- le PEHD résiste à la corrosion. Il est souple et léger, de surface lisse et arrondie permet pour la mise directe dans le béton.
- Facile à poser (grande flexibilité) ;
- Permet des rayons de courbure inférieurs aux réseaux traditionnels ;
- Fiable au niveau de branchement (Pas de fuites) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique 50 ans à 20 °C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées ;
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier) ;
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre) ;
- La mise en œuvre des conduites d'adduction en PEHD élimine toutes les constatations de piquage en raison des difficultés de branchement qu'elles présentent ;
- Possibilité d'enroulement.

### **III.5. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES DES CONDUITES D'ADDUCTION**

Aux points hauts seront placées des ventouses automatiques pour purger l'air qui s'accumule aux points hauts pouvant former des bouchons dans la conduite de refoulement.

Aux points bas, seront placées des vidanges pour permettre de nettoyer la conduite ou la vidanger en cas de besoin.

Dans notre cas présent, la conduite ne présente pas de points hauts ni de points bas sur le profile en long.

### III.6. ETUDE TECHNICO-ÉCONOMIQUE DES DIAMÈTRES

Le choix du diamètre de la conduite est lié à des impératifs d'ordre économique. En effet, pour un même débit à relever, plus la perte de charge est grande (petits diamètre) plus la dépense d'énergie est importante. La perte de charge varie en sens inverse du diamètre des canalisations.

Le diamètre économique va résulter d'un compromis entre les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec son diamètre et les frais d'exploitation de la station de reprise qui diminue lorsque le diamètre de la conduite augmente.

#### III.6.1. Choix de la gamme des diamètres

Plusieurs relations sont utilisées pour la détermination du diamètre économique de la conduite (Dec), en tenant compte du débit  $Q$  ( $m^3/s$ ) véhiculé par la conduite, telles que (Dupont 1979)

$$\text{Formule de Bonnin : } Dec = \sqrt{Q} \quad (\text{III.1})$$

$$\text{Formule de Bresse : } Dec = 1.50 \sqrt{Q} \quad (\text{III.2})$$

$$\text{Formule de Pavlovski : } Dec = 1.38 Q^{0.48} \quad (\text{III.3})$$

$$\text{Formule classique : } Dec = 1.24 \sqrt{Q} \text{ (en prenant } V \text{ égale } 1 \text{ m/s)} \quad (\text{III.4})$$

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

#### III.6.2. Evaluation des frais d'amortissement (Fam)

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

$$F_{am} = P_{uc} L A \quad (III.5)$$

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

$L$  : longueur de la conduite ;

$A$  : annuité d'amortissement donnée par la formule ;

$$A = \frac{i}{(i+1)^n} + i \quad (III.6)$$

Où:

$i$  : taux d'annuité  $\approx 8\%$

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

ce qui donne :  $A = 0,0879501$

### III.6.3. Evaluation des frais d'exploitation

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

#### III.6.3.1. Calcul de la vitesse de l'écoulement

Dans les différents problèmes relatifs de l'écoulement dans les canalisations, il faut toujours calculer la vitesse moyenne dans la conduite par la relation de continuité (III.7), de manière à s'assurer qu'elle est acceptable :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (III.7)$$

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

### III.6.3.2. Calcul des pertes de charge

- **Pertes de charge linéaire**

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

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

$$j = \frac{\lambda V^2}{D 2g} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

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

$D$  : diamètre de la conduite [m]

$V$  : vitesse de l'écoulement [m/s]

$\lambda$  : coefficient de perte de charge

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

- **En régime turbulent rugueux** :  $\lambda$  est donné par la formule de **NIKURADZI**

$$\frac{1}{\lambda} = [1.14 - 2\text{Log} \frac{\varepsilon}{D}] \quad (\text{III.9})$$

Ou bien :

$$\lambda = [1.14 - 0.86\text{Log} \frac{\varepsilon}{D}]^{-2} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

$\varepsilon$  : Coefficient de rugosité absolue du tuyau en (mm) ;

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

- **Régime de transition** :  $\lambda$  est donné par la formule de **COLEBROOK WHITE**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left( \frac{K}{3.7D} + \frac{2.52}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right)$$

$K$  : paramètre lié à la rugosité de la paroi,

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

$$\text{Re} = \frac{vD}{\nu} \quad (\text{III.12})$$

Avec :

$D$  : diamètre du tube (m)

$V$  : la vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)

$\nu$  : viscosité cinématique égale à  $10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s à 20 °C

En fonction de la valeur de nombre de  $\text{Re}$ , nous avons la classification suivante :

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

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

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

- **Régime laminaire** :  $\lambda$  est indépendant de la rugosité relative, il n'est fonction que de nombre de Reynolds, il est donné par l'expression de **POISEUILLE**

$$\lambda = \frac{64}{\text{Re}} \quad (\text{III.13})$$

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

- **Etude de la rugosité**

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

Elle se calcul comme suit :

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}_0 + \alpha T \quad (\text{III.14})$$

Avec :

$\mathcal{E}$ : Rugosité recherchée ;

$\mathcal{E}_0$  : Rugosité à l'état neuf ( $\mathcal{E}_0 = 10^{-4}$  pour l'acier) ;

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

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

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

Dans la pratique,  $\mathcal{E}$  est pris égale :

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

D'autres formules utilisées pour le calcul de  $\lambda$ :

- Blasius : 
$$\lambda = \frac{0.316}{\text{Re}^{-0.25}} \quad (\text{III.15})$$

- Karman- Prandel : 
$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left(\frac{k}{3.71D}\right) \quad (\text{III.16})$$

Cependant les ordinateurs et même certaines calculettes programmables permettent très facilement d'utiliser directement la relation de Colebrook (trois itérations suffisent largement

pour déterminer  $\lambda$  avec une précision suffisante). Il existe également de nombreux abaques et aussi des logiciels de calcul.

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

$$j = 1,218 \cdot 10^{10} \frac{Q^{1.852}}{C_{hw}^{1.852} D^{4.871}} \quad (\text{III.17})$$

$j$  : Perte de charge (m/ml),

$Q$  : Débit transitant dans la conduite (l/s),

$D$  : Diamètre intérieur de la conduite (mm),

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

- **Pertes de charge linéaire**

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

$$J = j \cdot L \quad (\text{III.18})$$

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

- **Pertes de charge singulières**

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

$$J' = 0,15 \cdot J \text{ [m]} \quad (\text{III.19})$$

- **Pertes de charges totales**

Les pertes de charges totales  $\Delta H$  représentent la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières.

$$\Delta H = J + J' \text{ [m]} \quad (\text{III.20})$$

Il s'ensuit que :

$$\Delta H = 1,15 \cdot j \cdot L \quad (\text{III.21})$$

### III.6.3.3. Calcul de la hauteur manométrique total Hmt

La hauteur manométrique totale Hmt représente la somme de la hauteur géométrique Hg et la perte de charge totale  $\Delta H$

$$\mathbf{Hmt = Hg + \Delta H \quad (m)} \quad \text{(III.22)}$$

- **la hauteur géométrique Hg**

La hauteur géométrique de refoulement Hg est égale à la différence entre la cote du trop-plein CTP du réservoir d'arrivé et celle du radié du réservoir de départ Cr ou du terrain naturel :

$$\mathbf{Hg = C_{TP} - C_r \quad (m)} \quad \text{(III.23)}$$

Ctp : Cote trop-plein du réservoir d'arrivé en (m) ;

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

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

### III.6.3.4. Calcul de la puissance absorbée par la pompe P

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

$$\mathbf{P = \frac{g \cdot Q \cdot Hmt}{\eta}} \quad \text{(III.24)}$$

avec :

P : puissance absorbée par la pompe (kw)

Hmt : Hauteur manométrique total (m)

g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>)

$\eta$  : Rendement de la pompe 70 %

Q : Débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s)

### III.6.3.5. Energie consommé par la pompe

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

$$E = 365 P t \text{ [kw /h]} \quad (\text{III.25})$$

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

**Dans notre cas, t est pris égal à 20 heures, pour éviter la période de pointe de 17 heures à 21 heures.**

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

$$F_{ex} = EP_{ue} \quad (\text{III.26})$$

$P_{ue}$ : Les tarifs pour le kilowatt/heure (d'après les services de la SONELGAZ) sont :

Pour la période de nuit : 85.33 DA le kilowatt/heure

Pour la période de jour : 161.47 DA le kilowatt/heure

Pour la période de pointe : 726.68 DA le kilowatt/heure

Période de jour de 6h à 17h soit 11 heures de marche

Période de nuit de 21h à 6h soit 9 heures de marche

**Tarif moyen** =  $(11 * 161.47 + 9 * 85.33) / 20 = 127.207$  DA le kilowatt/heure

### III.6.4. Le bilan des frais $F_t$

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

$$F_t = F_{am} + F_{ex} \quad (\text{III.27})$$

### III.6.5. Choix de la pression nominale

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

#### III.6.5.1. 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 :

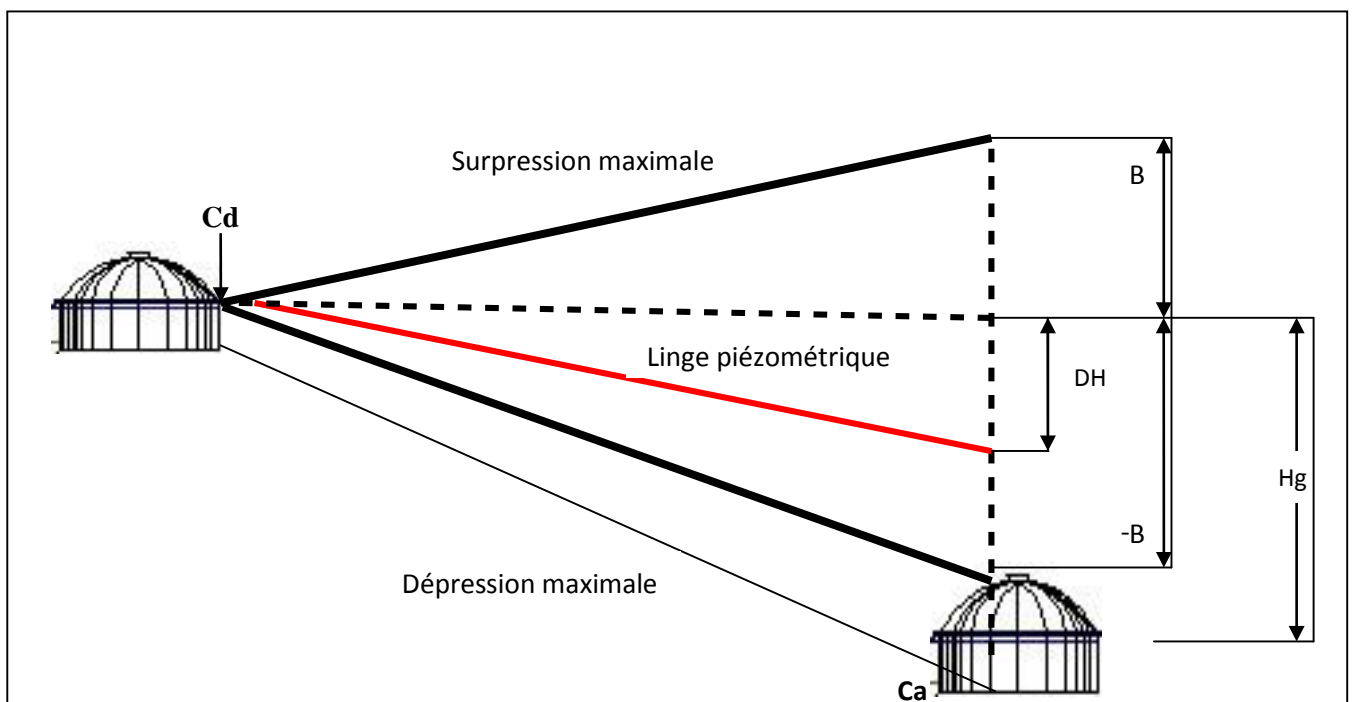
$$P_{\max} = H_g + B \quad (\text{III.28})$$

B : valeur maximale du coup de bélier

- **Cas de dépression**

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

$$P_{\min} = H_g - B \quad (\text{III.29})$$



**Figure III.2 :** présentation de la surpression maximale et la dépression maximale dans une adduction gravitaire.

### III.6.5.2. Calcul de la valeur de coup de bélier

La valeur maximale du coup de bélier est égal à :

$$\mathbf{B} = \frac{av}{g} \quad (\text{III.30})$$

a : Célérité des ondes du bélier

### III.6.5.3. Calcul de la célérité des ondes du bélier

On définit la célérité des ondes du bélier par la relation d'ALLIEVI :

$$\mathbf{a} = \sqrt{\frac{1}{\rho \left( \frac{1}{K} + \frac{D}{Ee} \right)}} \quad (\text{m.s}^{-1}) \quad (\text{III.31})$$

$\rho$  : Masse volumique de l'eau =  $10^3 \text{ Kg/m}^3$

K : compressibilité volumique de l'eau

D : diamètre de la conduite

E : module d'Young de la paroi

e : épaisseur de la conduite [m]

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

$$\mathbf{a} = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} \quad (\text{m/s}) \quad (\text{III.32})$$

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

= 0,50 pour une conduite en acier,

= 1,00 pour une conduite en fonte,

= 4.00 pour une conduite en amiante ciment,

= 33,00 pour une conduite en PVC,

= 83.00 pour une conduite en PEHD

### III.7. ETUDE TECHNICO-ÉCONOMIQUE DE L'ADDITION GRAVITAIRE

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

#### III.7.1. Hauteur géométrique

La hauteur géométrique est définie par la relation suivante :

$$H_{geo} = C_r - C_{tp} \quad (III.33)$$

Avec :

$C_d$  : cote du trop-plein du réservoir source [m]

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

#### III.7.2. Diamètre économique

Celui-ci est obtenu à partir de la formule de Bonnin (III.1)

#### III.7.3. Vitesse d'écoulement

Elle est déterminée à partir de la relation (III.7)

#### III.7.4. Pertes de charges

Elles sont déterminées à partir des relations (III.15) et (III.16) et (III.17)

#### III.7.5. Pression au sol

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

$$P_{sol} = H_{go} - \Delta H = \text{cote piézométrique} - \text{Cote du terrain naturel} \quad (III.34)$$

$\Delta H$  étant la perte de charge totale.

#### III.7.6. Calcul de la pression statique du flotteur

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

$$P_f = (C_r + H) - C_{tp} \quad (III.35)$$

Avec :

$P_f$  : Pression statique du flotteur (m).

H : hauteur du réservoir de départ (m) ;

$C_{tp}$  : Côte de trop-plein (m) ;

$C_r$  : Côte de radier (m) ;

### III.8. ETUDE DU PROJET

La chaîne de notre projet sera alimentée à partir du réservoir de tête existant de capacité 300 m<sup>3</sup> de TIGUEMOUNINE, situés à la cotes 1018.65 m NGA, A partir de ce réservoir l'écoulement sera gravitaire vers un réservoir de transit de capacité 50 m<sup>3</sup> situés à la cotes 997 m NGA et une station de pompage situés à la cotes 995 m NGA. La conduite de refoulement démarrera de la station de pompage jusqu'au réservoir de stockage projeté, dont le terrain d'assiette est à la cote 1224.65 m NGA, elle suivra l'accotement du chemin de wilaya n°11 jusqu'à l'intersection menant vers BEN YENNI et TIKDJDA, puis, elle traversera la route pour suivre un sentier menant au réservoir projeté à la cote 1221.50 m NGA sur un linéaire de 2366.86 ml.

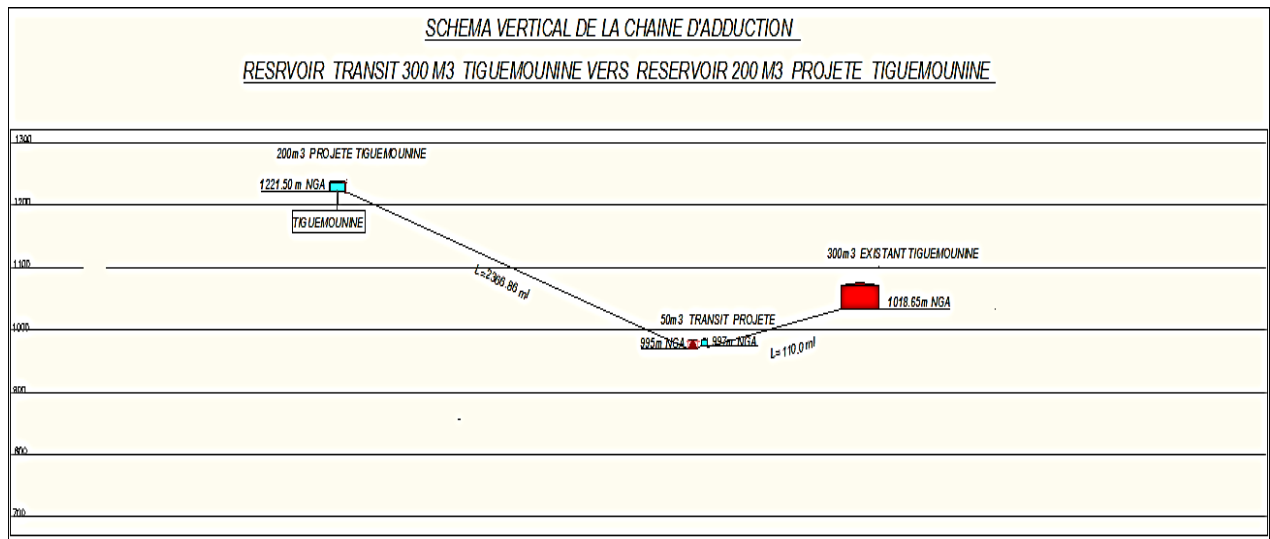


Figure III.3 : schéma vertical projeté de la chaîne de notre projet

### III.9. CALCUL DES DIAMÈTRES DES CONDUITES

Le calcul se fait par tronçons, et les résultats sont représentés dans les tableaux qui suivent :

**Tableau III-1 : Calculs des pressions au sol pour le premier tronçon (adduction gravitaire)**

<b>Données du problème</b>	<b>Valeur 1</b>	<b>Valeur 2</b>	<b>Valeur 3</b>	<b>Unité</b>
Cote trop plein du réservoir source <b>Cd</b>	1018,65			m
Cote trop plein du réservoir arrivé <b>Ca</b>	997			m
Débit à véhiculer à travers la conduite <b>Q</b>	3,11			l/s
Longueur de la conduite <b>L</b>	110			m
<b>Phase de calcul</b>				
Hauteur géométrique <b>Hgeo</b>	21,65			m
Diamètre économique <b>Deco</b>	55,77			mm
Nature des matériaux de la conduite	<b>PEHD</b>	<b>PEHD</b>	<b>PEHD</b>	
Coefficients <b>K</b>	83	83	83	
Diamètre normalisé <b>DN</b>	<b>50</b>	<b>63</b>	<b>75</b>	mm
Vitesse d'écoulement de l'eau	1,58	1,00	0,70	m/sec
<b>TEST DE LA VITESSE</b>				
	<b>augmenter le diamètre</b>	<b>vitesse correcte</b>	<b>vitesse correcte</b>	
épaisseur de la conduite <b>e</b>		2,5	2,9	mm
Coefficient de rugosité équivalente <b>Chw</b>		150	150	
Pertes de charge unitaires <b>j</b>		0,02	0,01	m/ml
Pertes de charge linéaires <b>J</b>		1,76	0,75	m
Pertes de charge singulières <b>J'</b>		0,26	0,11	m
Pertes de charge totales <b>Δh</b>		2,02	0,86	m
Pression au sol au réservoir d'arrivée <b>Psol</b>		19,63	20,79	m
<b>TEST DE LA PRESSION</b>				
		<b>pression correcte</b>	<b>pression correcte</b>	
Célérité de l'onde de choc <b>a</b>		214,01216	211,31611	m/sec
Valeur du coup de bélier <b>B</b>		21,765009	15,163923	m
Surpression maximale <b>Pmax</b>		4,3415009	3,6813923	Bars
Dépression maximale <b>Pmin</b>		-0,011501	0,6486077	Bars
Pression nominale <b>PN</b>		6	6	Bars

- Pour ce premier tronçon on a étudié une adduction gravitaire, pour cela il faudra choisir un diamètre nominal de la conduite qui nous assure une pression au sol minimale. Donc on a choisi la deuxième variante avec un diamètre de 63 mm

**Tableau III-2 : Calculs de diamètre économique pour le deuxième tronçon (adduction par refoulement)**

Désignation de la variable	Valeur 1	Valeur 2	Valeur 3	Unité
<b>DONNEES DU PROBLEME</b>				
Cote de départ <b>Cd</b>	995			m
Cote d'arrivée <b>Ca</b>	1221,5			m
Débit à véhiculer à travers la conduite <b>Q</b>	3,11			l/sec
Longueur de la conduite <b>L</b>	2366,86			m
<b>PHASE DE CALCUL</b>				
Hauteur géométrique <b>Hgeo</b>	226,5			m
Diamètre économique <b>Deco</b>	55,77			mm
Choix des diamètres	<b>50</b>	<b>63</b>	<b>75</b>	mm
Epaisseur des conduites	6,9	8,6	10,3	mm
Prix du mètre linéaire de la conduite	627,52	984,52	1405,83	DA
Temps de pompage	20	20	20	heures
Prix du Kilo watt-heure	127,297	127,297	127,297	DA/kwh
Introduire le coefficient <b>K</b>	83	83	83	
Vitesse d'écoulement de l'eau <b>V</b>	1,58	1,00	0,70	m/sec
<b>TEST DE LA VITESSE</b>				
	<b>augmenter le diamètre</b>	<b>vitesse correcte</b>	<b>vitesse correcte</b>	
Introduire l'annuité <b>A</b>		0,09	0,09	
Coefficient de rugosité équivalente <b>Chw</b>		150	150	
Perte de charge unitaire <b>j</b>		0,02	0,01	m/ml
Perte de charge linéaires <b>J</b>		37,82	16,18	m
Perte de charge singulières <b>J'</b>		5,67	2,43	m
Perte de charge totales <b>Δh</b>		43,49	18,60	m
Hauteur manométrique totale <b>Hmt</b>		269,99	245,10	m
Puissance absorbée par la pompe		11,77	10,68	kw
Energie consommée par la pompe		85902,10	77983,28	kwh
Frais d'exploitation annuels		10935079,62	9927038,04	DA
Frais d'amortissement annuels		209719,891	299466,25	DA
Dépenses totales annuelles		<b>11144799,5</b>	<b>10226504</b>	DA
Célérité de l'onde de choc <b>a</b>		386,43	387,52	m/sec
Valeur du coup de bélier <b>B</b>		39,30	27,81	m
Surpression maximale <b>Pmax</b>		26,58	25,43	bars
Dépression minimale <b>Pmin</b>		18,72	19,87	bars
Choix de la pression nominale <b>PN</b>		25	25	bars

- Pour la première variante de diamètre (DN = 50mm), nous remarquons que la vitesse ne vérifie pas la condition  $0.5 \leq V \leq 1.5$  m/s.
- La troisième variante (DN = 75 mm) est la plus économique par rapport à la deuxième, car le prix total des dépenses annuelles de la troisième variante vaut 10226504 DA. Par contre, le prix total des dépenses annuelles de la deuxième variante vaut 11144799.5DA. Dans notre étude, nous nous basons essentiellement sur la conduite qui nous donne une meilleure vitesse étant donnée notre relief est montagneux.
- Le diamètre économique de la conduite de notre projet en allons du réservoir existant de TIGUEMOUNINE d'une cote de 1018.65 m NGA, vers le réservoir transit qui se situe sur la cote 997 m NGA est le DN 63 mm dont le matériau utilisé est le PEHD, avec une pression minimale de PN6 , et de la station de reprise d'une cote de 995 m NGA, vers le réservoir projeté qui se situe sur la cote 1221.50 m NGA est le DN 75 mm dont le matériau utilisé est le PEHD, avec une pression minimale de PN25.

### **III.10. Conclusion**

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement, gravitaire), a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population ; c'elle ci nous permet de calculé les diamètres économique nécessaire avec des frais minimale pour les conduites de refoulement, pour les conduite gravitaire on choisit des conduites qui nous donne moins de pression par rapport au sol.

Les frais de réalisation de notre réseau s'élèvent à 10226504 DA; dont le matériau utilisé est le PEHD vu aux avantages qu'ils présentent : la résistance à la corrosion, élasticité, durée de vie assez longue...etc.

**IV.1. Introduction**

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

**IV.2. DÉFINITION**

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

**IV.3. FONCTION DES RÉSERVOIRS**

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

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

Tableau IV-1 : Fonctions des réservoirs

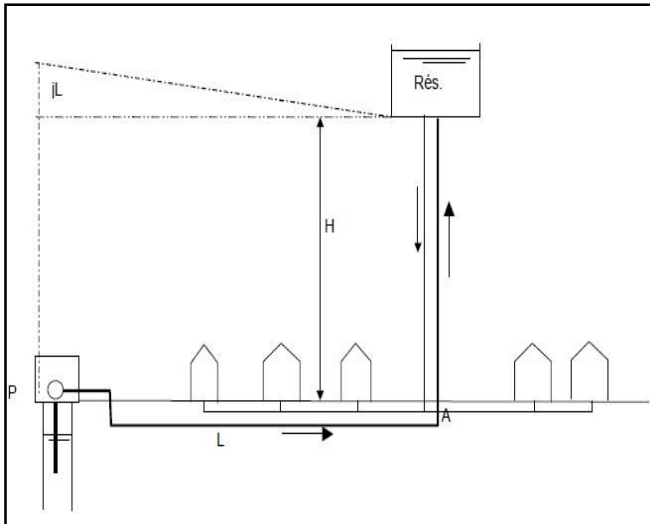
Fonctions techniques	Fonctions économiques
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Régulation des débits</li> <li>- Sécurité d’approvisionnement</li> <li>- Régulation de la pression</li> <li>- Simplification de l’exploitation</li> <li>- Réacteur participant au traitement</li> </ul>	<ul style="list-style-type: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

#### IV.4. IMPLANTATION DES RÉSERVOIRS

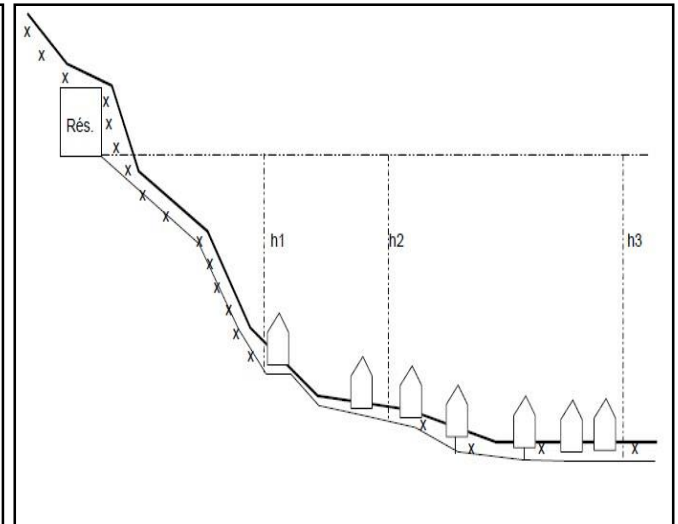
Le choix du site d’implantation d’un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques et économiques et dépend aussi des conditions de la topographie et de la nature du sol. En effet, l’objectif recherché est de prévoir à réaliser un système d’adduction et de distribution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

Pour cela on est amené à respecter les conditions suivantes :

- En plaine, ils doivent généralement être au centre de gravité de l’agglomération et surélevés pour que la côte de radier soit supérieur à la côte piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution afin d’assurer une alimentation directe par simple gravité. Pour des raisons économiques il est préférable que ce remplissage se fasse par gravité, ce qui implique qu’on peut le placer à un niveau bas par rapport à la prise d’eau
- Afin de réduire les charges, on est amené à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais de terrassement sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère. Le meilleur emplacement sera déterminé après une étude économique approfondie en tenant compte des coûts des conduites, des réservoirs et éventuellement des stations de pompes.



**Figure IV.1 :** Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération



**Figure IV.2 :** Emplacement de réservoir en altitude

#### IV.5. CLASSIFICATION DES RÉSERVOIRS

Les réservoirs sont classés selon plusieurs critères :

##### IV.5.1. Classification selon les matériaux de construction

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

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

##### IV.5.2. Classification selon la situation des lieux

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

- réservoirs enterrés ;
- réservoirs semi enterrés ;
- réservoirs surélevés ;

##### IV.5.3. Classification selon l'usage

Selon leurs utilisations, les réservoirs sont classés en

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

#### **IV.5.4. Classification selon la forme géométrique**

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

- réservoir cylindrique : lorsque la capacité est inférieure à 10 000 m<sup>3</sup>
  - réservoir rectangulaire : lorsque la capacité dépasse les 10 000 m<sup>3</sup>
- Il existe aussi des réservoirs de forme sphérique ou conique.

### **IV.6. CONSTRUCTION DES RÉSERVOIRS**

#### **IV.6.1. Généralités**

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

#### **IV.6.2. Détermination de la forme et proportion des réservoirs**

##### **IV.6.2.1. Forme**

En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires, circulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adopté à la forme de la parcelle ou aux conditions de terrain). Le béton armé précontraint peut être utilisé pour réaliser des réservoirs circulaires et rectangulaires (Dupont, 1979) [04].

##### **IV.6.2.2. Hauteur d'eau**

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

Une grande hauteur complique le nettoyage des réservoirs et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

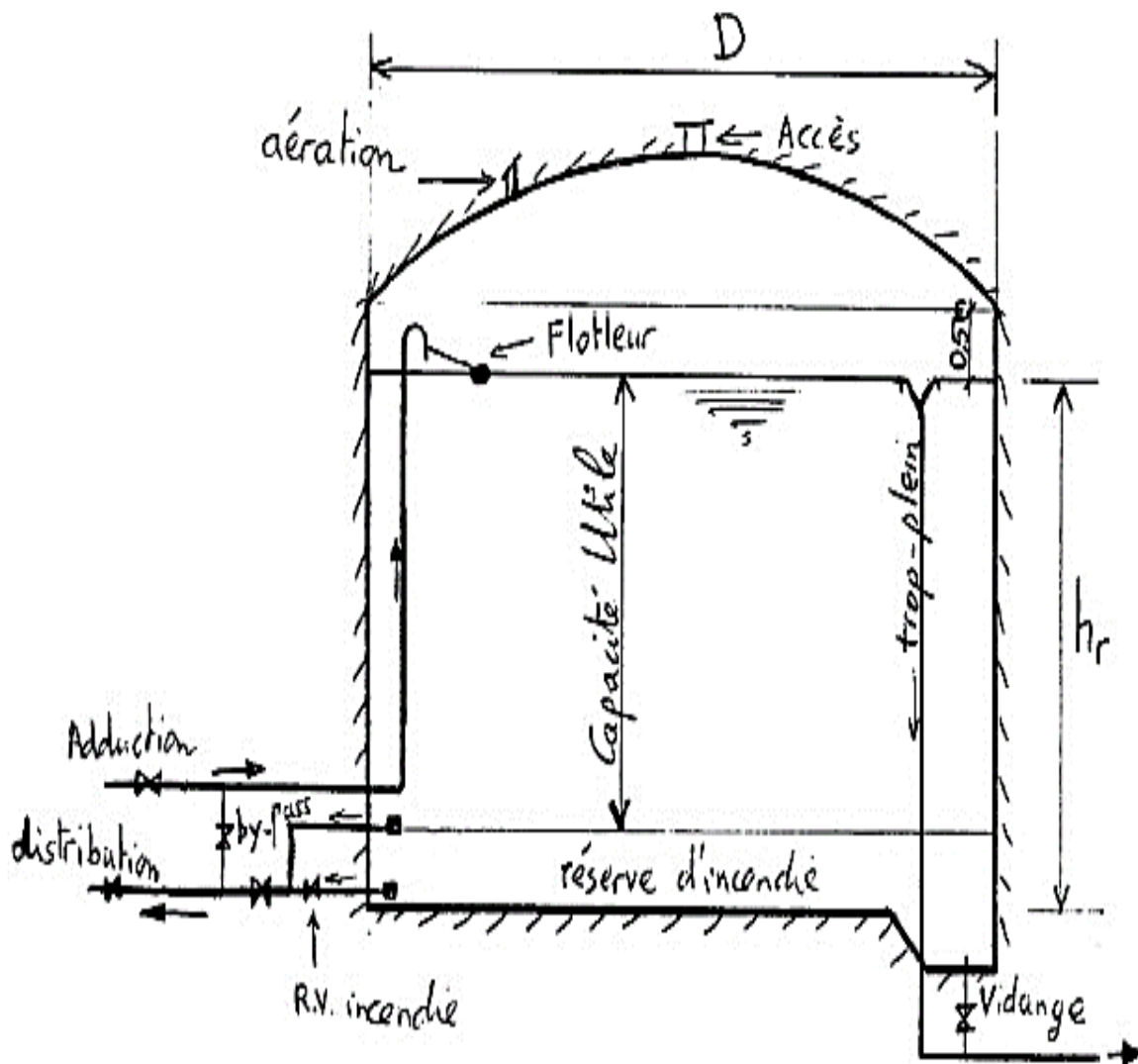
Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour les réservoirs petits et moyens :

**Tableau IV-2 :** Valeurs indicatives pour les réservoirs petits et moyens

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

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

**IV.7. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES DU RÉSERVOIR**



**Figure IV.3 :** Emplacement des équipements hydrauliques dans un réservoir

### IV.7.1. Conduite d'adduction ou d'arrivée

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

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

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

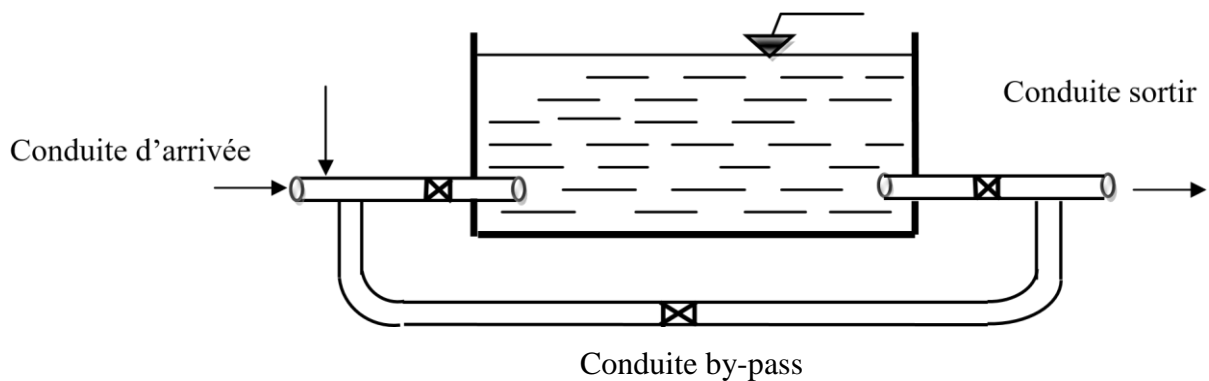


Figure IV.4 : Conduite d'arrivée

### IV.7.2. Conduite de distribution ou de départ

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

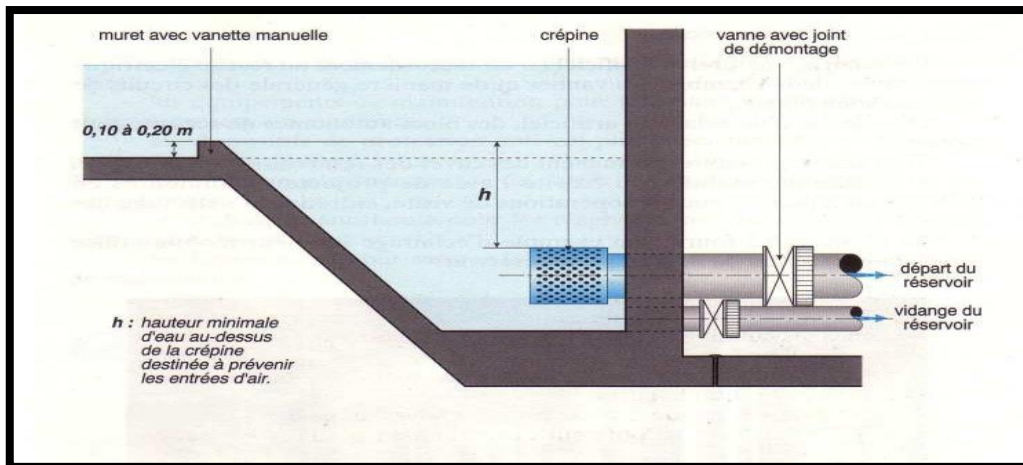


Figure IV.5 : Conduite de la distribution et de vidange

### IV.7.3. Conduite de trop-plein

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

### IV.7.4. Conduite de vidange

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

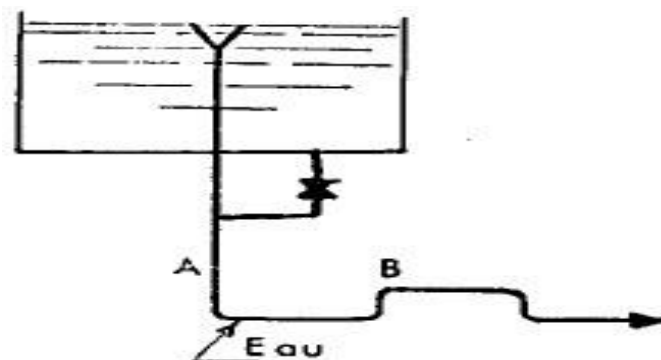


Figure IV.6 : Trop plein et vidange

### IV.7.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas des travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction celle de distribution (figure IV.7).

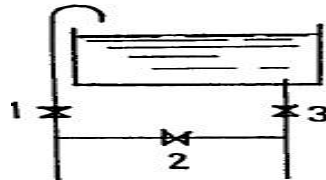


Figure IV.7 : By-pass

La communication entre ces deux conduites s'effectue selon le figure (IV.7) en marche normale les vannes (1) et (3) sont ouvertes, la vanne (2) est fermée, en by-pass, on ferme (1) et (3) et on ouvre (2).

### IV.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie dans un réservoir est destinée à alimenter le réseau de distribution d'un débit de  $60 \text{ m}^3/\text{h}$  durant 2 heures ( $17 \text{ l/s}$ ), soit une réserve de  $120 \text{ m}^3$ .

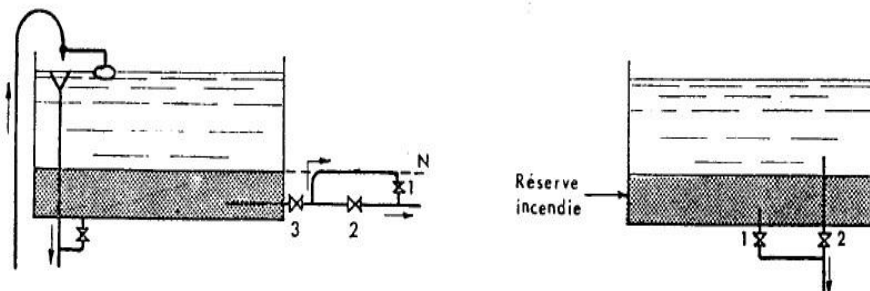


Figure IV.8 : Matérialisation de la réserve d'incendie

Quelques équipements sont aussi à prévoir dans les réservoirs : une fenêtre d'aération (entrée et sortie de l'air lors du remplissage et de la vidange), un accès pour le nettoyage de la cuve, une chambre de vannes. Autres dispositions à prendre : prévoir une charge minimale de  $0,5 \text{ m}$  au-dessus de la conduite de sortie (pour éviter des entrées d'air dans la canalisation), garder la réserve d'incendie toujours disponible, assurer un renouvellement continu des eaux et contrôler périodiquement les réservoirs (qualité de l'eau, étanchéité de la cuve, nettoyage, dépôt de matières solides, fonctionnement des accessoires,...).

## IV.8. EXIGENCES TECHNIQUES À SATISFAIRE

### IV.8.1. Résistance

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

### IV.8.2. Etanchéité

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

### IV.8.3. Durabilité

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

## IV.9. ENTRETIEN DU RÉSERVOIR

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

Le nettoyage périodique de la cuve comporte les phases suivantes :

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

## IV.10. HYGIÈNE ET SÉCURITÉ

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

- comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de la température et l'introduction des corps étrangers ;
- être à l'abri des contaminations ;
- être aéré : il y'a lieu de percer quelques orifices munis d'épais plaques de verre afin de laisser passer la lumière ;

- être parfaitement étanche et ne doit recevoir aucun enduit susceptible d'altérer la qualité de l'eau ;
- être muni d'un robinet de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.
- aussi, la circulation de l'eau doit être régulière à l'intérieur du réservoir pour éviter toute stagnation

#### IV.11. CALCUL DE LA CAPACITÉ DES RÉSERVOIRS

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

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

Le calcul du volume du réservoir se fait par trois méthodes

Méthode forfaitaire

Méthode graphique

Méthode analytique

##### IV.11.1. Méthode forfaitaire

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

- En alimentation rurale : 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.
- En alimentation urbaine : au minimum 50% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.

Dans le cas d'une grande ville : Au minimum 25% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.

## IV.11.1.1. Réservoir de stockage

$$CRS = Q_{max.j} * 50\% \text{ Ou } CRS = Q_{max.h} * 12h \quad (IV.1)$$

Avec :

$CRS$  : capacité du réservoir de stockage ;

$Q_{max} /h$  : débit horaire maximal ;

$Q_{max}/j$  : débit journalier maxima ;

## IV.11.1.2. Réservoir de transit

$$CRT = Q_{max.j} * 8.33\% \quad \text{ou} \quad CRT = Q_{max.h} * 2h \quad (IV.2)$$

Avec :

$CRT$  : capacité du réservoir de transit ;

$Q_{max} /h$  : débit horaire maximal ;

$Q_{max}/j$  : débit journalier maximal ;

## IV.11.1.3. Réservoir de transit et de stockage

$$CRT = (Q_{max.ht} * 2h) + (Q_{max.hs} * 12h) \quad (IV.3)$$

## IV.11.2. 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  $a = \frac{c}{24}$

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 ( $\Delta V^+$ ), et le plus grand déficit ( $\Delta V^-$ ), en ajoutant la réserve d'incendie.

$$Vr = |\Delta V^+ \max| + |\Delta V^- \max| + Vri \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

$Vr$  : volume réel du réservoir en  $m^3$  ;

$\Delta V^+$  : excès d'eau = débit cumulé refoulé – débit cumulé distribuer en  $m^3$  ;

$\Delta V^-$  : déficit en eau = débit cumulé refoulé – débit cumulé distribuer  $m^3$  ;

$Vri$  : Volume de la réserve d'incendie. Réglementairement, on prévoit pour l'extinction d'un incendie moyen un débit de  $120 m^3$  pour une durée de deux heures.

### IV.11.3. Méthode graphique

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

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

$$|\Delta V^+ \max| + |\Delta V^- \max| \quad (\text{IV.5})$$

A cette somme, on ajoute la réserve d'incendie pour obtenir le volume du réservoir à projeté

#### IV.11.4. Calcul de la capacité du réservoir de transit

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

**Tableau IV-3** : récapitulatif de calcul de la capacité du réservoir de transit à l'horizon 2049

Heure	Apport	Apport (m3)	Consommation	Consommation (m3)	$\Delta V+$	$\Delta V-$	Résidu (m3)
0-1	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	-1,865
1-2	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	-3,730
2-3	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	-5,594
3-4	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	-7,459
4-5	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	-9,324
5-6	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	-11,189
6-7	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	-13,054
7-8	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	-14,918
8-9	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	-16,783
9-10	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	-18,648
10-11	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	-20,513
11-12	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	-22,378
12-13	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	-24,242
13-14	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	-26,107
14-15	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	-27,972
15-16	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	-29,837
16-17	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	-31,702
17-18	a	9,324	0	0	9,324		-22,378
18-19	a	9,324	0	0	9,324		-13,054
19-20	a	9,324	0	0	9,324		-3,730
20-21	a	9,324	0	0	9,324		5,594
21-22	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	3,730
22-23	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	1,865
23-24	a	9,324	1,2a	11,189		-1,865	0,000
<b>Total</b>	24a						

Le volume du réservoir de transit est égal :

$$V_{RT} = |\Delta V_{max}^+| + |\Delta_{max}^-| \quad (IV.6)$$

Avec :

$$|\Delta V_{max}^+| = 5.59 \text{ m}^3$$

$$|\Delta V_{max}^-| = 31.70 \text{ m}^3$$

Soit

$$V_{RT} = 37.29 \text{ m}^3$$

**On optera pour un réservoir de 50m<sup>3</sup>**

#### IV.11.5. Dimensionnement du réservoir de transit

##### IV.11.5.1. Détermination du diamètre du réservoir

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad \rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \quad (IV.7)$$

Et on a :

$$V_{RT} = S * H_e \rightarrow S = \frac{V_R}{H_e} \quad (IV.8)$$

Avec :

VRT : volume du réservoir de transit (m<sup>3</sup>);

S : section (m<sup>2</sup>);

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

$$\text{On prend : } H_e = 3\text{m} \rightarrow D = \sqrt{4 * 50 / \pi * 3} = 4.60\text{m}$$

$$\mathbf{D \approx 5\text{m}}$$

## IV.11.6. Calcul de la capacité du réservoir de stockage

Pour calculer la capacité du réservoir de stockage on utilise la méthode analytique comme nous montre le tableau suivant :

**Tableau IV-4** : récapitulatif de calcul de la capacité du réservoir de stockage à l'horizon 2049

Heure	Apport	Apport (m3)	Consommation	Consommation (m3)	$\Delta V+$	$\Delta V-$	Résidu (m3)
0-1	1,2a	11,189	0,125a	1,166	10,023	0	10,023
1-2	1,2a	11,189	0,125a	1,166	10,023	0	20,047
2-3	1,2a	11,189	0,125a	1,166	10,023	0	30,070
3-4	1,2a	11,189	0,125a	1,166	10,023	0	40,093
4-5	1,2a	11,189	0,125a	1,166	10,023	0	50,117
5-6	1,2a	11,189	0,125a	1,166	10,023	0	60,140
6-7	1,2a	11,189	A	9,324	1,865	0	62,005
7-8	1,2a	11,189	3,5a	32,634	0	-21,445	40,559
8-9	1,2a	11,189	3,5a	32,634	0	-21,445	19,114
9-10	1,2a	11,189	3,5a	32,634	0	-21,445	-2,331
10-11	1,2a	11,189	3,5a	32,634	0	-21,445	-23,776
11-12	1,2a	11,189	0,4a	3,730	7,459	0	-16,317
12-13	1,2a	11,189	0,4a	3,730	7,459	0	-8,858
13-14	1,2a	11,189	0,4a	3,730	7,459	0	-1,399
14-15	1,2a	11,189	0,4a	3,730	7,459	0	6,061
15-16	1,2a	11,189	0,4a	3,730	7,459	0	13,520
16-17	1,2a	11,189	2a	18,648	0	-7,459	6,061
17-18	0	0	2a	18,648	0	-18,648	-12,587
18-19	0	0	0,5a	4,662	0	-4,662	-17,249
19-20	0	0	0,5a	4,662	0	-4,662	-21,911
20-21	0	0	0,5a	4,662	0	-4,662	-26,573
21-22	1,2a	11,189	0,5a	4,662	6,527	0	-20,047
22-23	1,2a	11,189	0,125a	1,166	10,023	0	-10,023
23-24	1,2a	11,189	0,125a	1,166	10,023	0	0,000
<b>Total</b>	24a						

Le volume du réservoir est égal :

$$V_R = |\Delta V_{max}^+| + |\Delta V_{max}^-| + V_{inc} \quad (IV.9)$$

Avec :

$$|\Delta V_{max}^+| = 62 \text{ m}^3$$

$$|\Delta V_{max}^-| = 26.57 \text{ m}^3$$

$$V_{inc} = 120 \text{ m}^3$$

Soit

$$V_R = 62 + 26.57 + 120 = 208.57 \text{ m}^3$$

$$V_R = 208.57 \text{ m}^3$$

**On optera pour un réservoir de 200 m<sup>3</sup>**

#### IV.11.7. Dimensionnement du réservoir

##### IV.11.7.1. Détermination du diamètre du réservoir

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad \rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \quad (IV.10)$$

Et on a :

$$V_R = S * H_e \rightarrow S = \frac{V_R}{H_e} \quad (IV.11)$$

Avec :

$V_R$  : volume du réservoir projeté (m<sup>3</sup>);

$S$  : section (m<sup>2</sup>);

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

$$\text{On prend : } H_e = 3.15 \text{ m} \rightarrow D = \sqrt{4 * 200 / \pi * 3.15} = 8.99 \text{ m}$$

$$D \approx 9 \text{ m}$$

##### IV.11.7.2. détermination de la hauteur d'incendie

$$V_{inc} = S * H_{inc} \rightarrow H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} = \frac{4 * V_{inc}}{\pi * D^2} = \frac{4 * 120}{\pi * 9^2} = 1.88 \text{ m} \quad (IV.12)$$

$$H_{inc} = 1.88 \text{ m}$$

**IV.12. Conclusion**

Dans ce chapitre, notre étude nous a amené à trouver que les deux réservoirs posés au sol ; le R50 m<sup>3</sup> de transition et le R200 m<sup>3</sup> de distribution vont satisfaire largement les besoins de notre région d'étude.

### V.1. Introduction

Dans la conduite de refoulement, l'eau est refoulée par une station de pompage vers un réservoir. Dans ce chapitre nous nous intéresserons donc au choix d'une pompe pour refouler le débit d'eau définie par les besoin de notre projet vers un nouveau réservoir projeté situé au niveau du village TIGEUMUNINE pour sa distribution.

### V.2. DÉFINITION D'UNE POMPE

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

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

### V.3. DIFFÉRENTS TYPES DE POMPES

Les pompes se classent en deux catégories :

- Les pompes dynamiques (turbopompes);
- Les pompes volumétriques.

#### V.3.1. Les turbopompes

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

#### V.3.2. Les pompes centrifuges

Sont utilisées pour des hauteurs d'élévation importantes (plusieurs dizaines de mètres). Ce sont les plus employées.

On distingue :

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

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

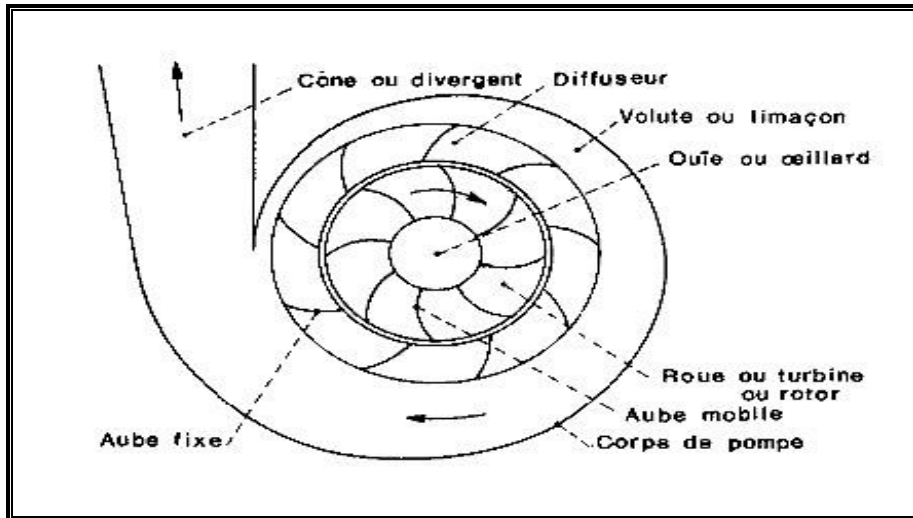


Figure V.1 : Constitution d'une pompe centrifuge

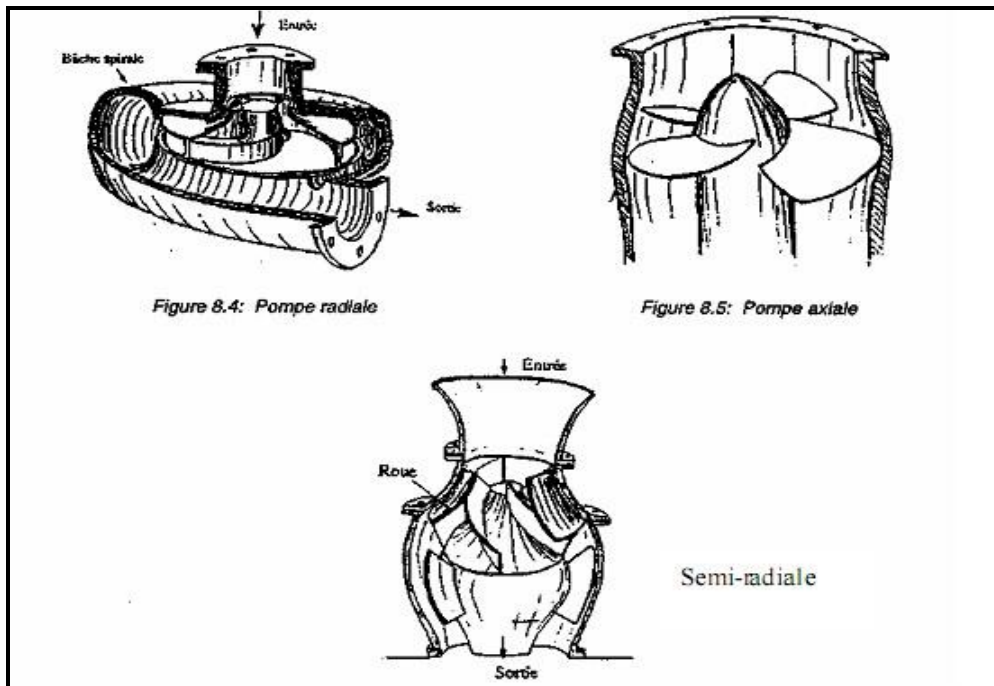


Figure V.2 : Classification des pompes centrifuges

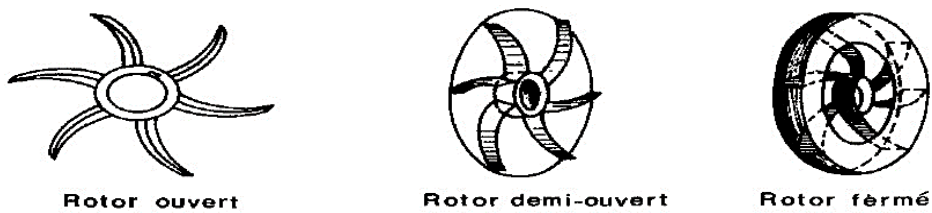


Figure V.3 : Types de rotor

### V.3.3. Les pompes volumétriques,

L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement).

Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux

Les pompes rotatives,

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

### Autres pompes

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

## V.4. CRITÈRES GÉNÉRAUX DES POMPES

### V.4.1. La vitesse de rotation

C'est le nombre de tour qu'effectue la roue par unité de temps. Cette vitesse est notée par « N », unité de mesure la plus utilisée est le tour/minute. (Bonvin, 2005)[03]

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

$$W = 2\pi * \frac{N}{60} = \pi * \frac{N}{30} \text{ (tr/min)} \quad (\text{V.1})$$

### V.4.2. Le débit « Q » d'une pompe

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

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

$$Ci = \frac{Q}{N} \text{ (m}^3\text{/tr)} \quad (\text{V.2})$$

### V.4.3. La hauteur manométrique totale d'élévation Hmt

La hauteur manométrique d'une pompe est la différence de pression en mètre entre les orifices d'aspiration et de refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement ( $J_{asp} + J_{ref}$ ).

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (V.3)$$

#### V.4.4. Les puissances (utiles et absorbées)

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée par cette pompe. Cette puissance est exactement la puissance du moteur d'entraînement de la pompe. (Bonnin ; 1986) [02]

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

$$P_u = \rho * g * Q * H_{mt}(w) \quad (V.4)$$

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

$$\eta_p = \frac{P_u = \rho * g * Q * H_{mt}}{P_n} \quad (V.5)$$

Avec :

$\rho$  (Kg / m<sup>3</sup>): masse volumique

$Q$ (m<sup>3</sup>/s): débit maximal /j

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

$\eta_p$  (%): rendement total de l'installation avec :

$\eta_p$ : f ( $\eta_h$ ,  $\eta_t$ ,  $\eta_m$ )

$\eta_h$ : Rendement hydraulique de la pompe ;

$\eta_t$  : Rendement de la transmission ;

$\eta_m$ : Rendement du moteur ;

#### V.5. CHOIX DES POMPES

Pour le bon fonctionnement des installations, les pompes doivent satisfaire les conditions suivantes :

- assurer un débit  $Q$  et la hauteur  $H_{mt}$  ;
- meilleur rendement ;
- vérifier la condition de non cavitation ;
- un poids faible, une anticorrosion, non encombrement ;
- assurer une capacité d'aspiration forte ;
- vitesse de rotation la plus élevée ;
- puissance absorbée minimal ;
- exploitation simple ;

## V.6. COUPLAGE DES POMPES

On distingue deux types de couplage des pompes :

- le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

## V.7. CHOIX DU NOMBRE DE POMPES

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- nombre de pompes  $n$  minimal ;
- meilleur rendement ;
- charge nette d'aspiration requise  $(NPSH)_r$  minimale ;
- nombre d'étage minimal ;
- puissance absorbé minimal ;

## V.8. COURBES CARACTÉRISTIQUES DES POMPES

Les principales courbes qui caractérisent une pompes centrifuge et qui expriment ses performances, sont au nombre de trois.

### a) courbe débit-hauteur : $H = f(Q)$

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

### b) Courbe de rendement : $\eta = f(Q)$

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

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

### c) Courbe de puissance absorbée : $P = f(Q)$

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

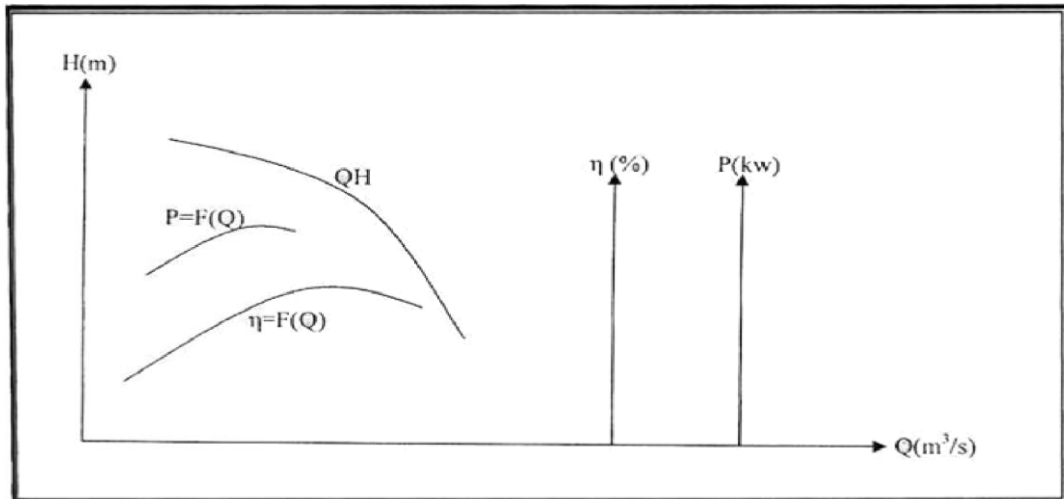


Figure V.4 : courbes caractéristiques des pompes

### V.9. COURBE CARACTÉRISTIQUE DE LA CONDUITE

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

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

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

$$H_{mt} = H_g + \Delta H \quad (V.6)$$

$$j = 1.218 * 10^{10} \frac{Q^{1.852}}{Chw^{1.852} * D^{4.871}} \quad (V.7)$$

$$J = 0.15 \quad (V.8)$$

$$\Delta H = 1.15 * L * J \quad (V.9)$$

Avec :

Hmt : la hauteur manométrique en (m) ;

$H_g$  : la hauteur géométrique en (m) ;

$\Delta H$  : la perte de charge totale en (m) ;

L : la longueur de la conduite en (m) ;

j : la perte de charge unitaire en m/ml.

La relation (V.6) devient :

$$H_{mt} = H_g + 1.15 * L * J \quad (V.10)$$

### V.10. RECHERCHE DE LA RÉALISATION DU POINT DE FONCTIONNEMENT

Le point de fonctionnement **F** d'une pompe débitante dans une conduite définie par un débit  $Q$ , et une hauteur  $H$  est représenté par le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe **Ccp** dite caractéristique débitante et la courbe caractéristique de la conduite **Ccc** dite caractéristique résistante. (Bonvin ; 2005)[03]

### V.11. RÉGLAGE DU FONCTIONNEMENT DES POMPES

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

#### V.11.1. Diminution du temps de pompage

Les coordonnées du point  $P$  désiré au départ sont  $Q$  et  $H$ . Avec la pompe installée, on obtient le point  $P'$  de coordonnées  $H'$  et  $Q'$  avec la relation V.12 suivant on obtient le temps de pompage réduit et comme indiqué sur la figure (V.5)

$$t = \frac{V}{Q_2} \quad (V.11)$$

Avec :

$Q_2$  : le débit correspond au point de fonctionnement

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

$$V = Q_1 * t(V.12)$$

D'où :

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

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

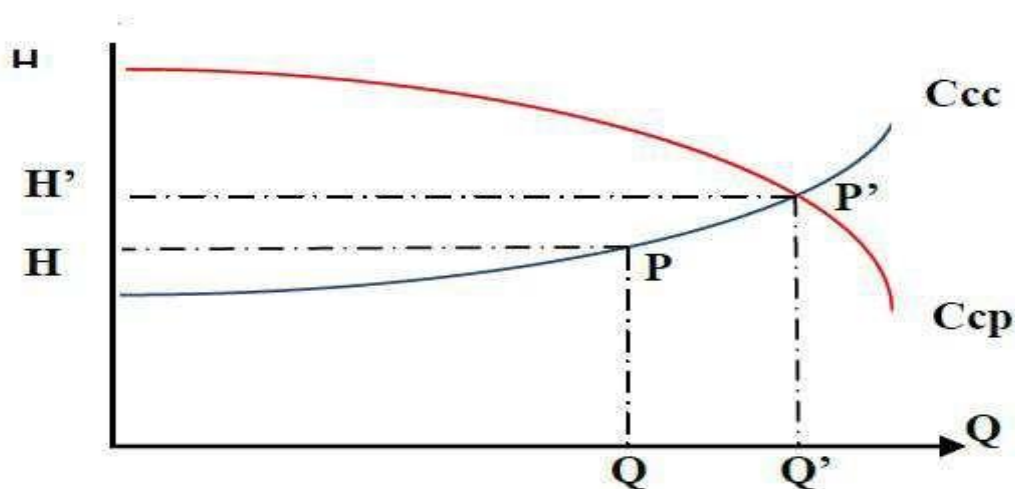


Figure V.5: Réduction du temps de pompage

### V.11.2. Réglage du débit

#### V.11.2.1. Vannage sur la canalisation de refoulement

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

$$J = H_3 - H_1 \quad (\text{V.13})$$

Avec :

$H_1$ : hauteur manométrique total d'élévation du point désirer

$H_3$ : hauteur manométrique du point donnant.

#### V.11.2.2. Modification du nombre de tours

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

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

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

La puissance absorbée diminue aussi :

$$\frac{P'_{t1}}{P_{t2}} = \left(\frac{N_1}{N_2}\right)^3 \quad (\text{V.14})$$

D'où l'on tire  $P_{t2}$ .

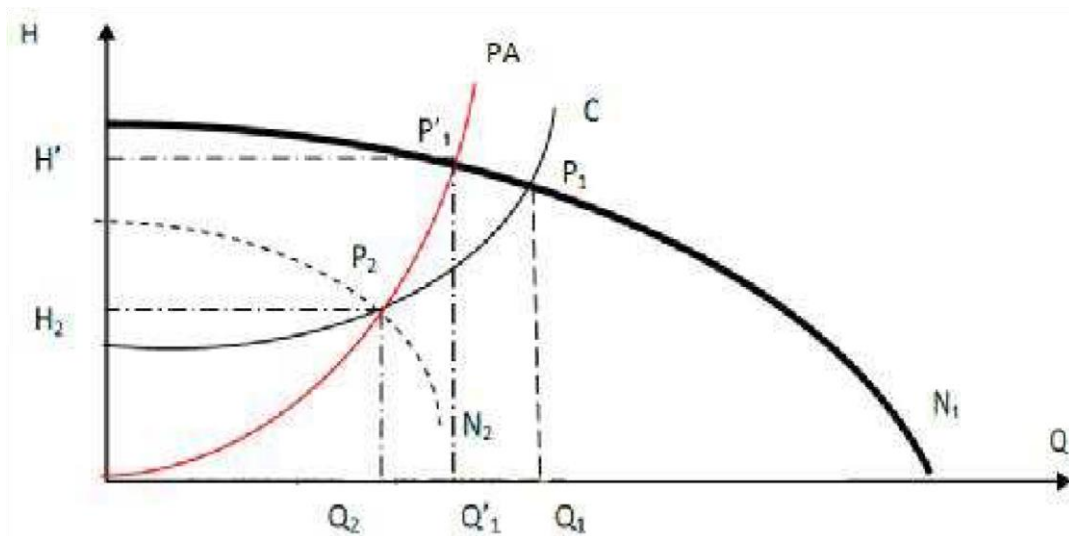


Figure V.6 : Modification du nombre de tours N

### V.11.2.3. Utilisation d'un by-pass

Dans le cas des machines à vitesse spécifique très élevée, qui à vitesse constante, présentent une puissance absorbée plus élevée pour les faibles débits que pour le débit nominal, on peut être amené à utiliser une autre méthode de réglage. Celle-ci consiste à utiliser un by-pass entre le refoulement et l'aspiration. (Bonvin; 2005) [03]

### V.11.3. Réglage des pompes sur un réseau

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

#### V.11.3.1. Rognage

Le rognage, ou coupure de roue, consiste à réduire le diamètre de roue pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée. Mais la possibilité de rognage est limitée de 0,5 à 10%, pour éviter une dégradation importante du rendement. (Bonvin ; 2005) [03]

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

$$H = \frac{H_d}{Q_d} Q \quad (\text{V.15})$$

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

$$\text{On pose : } d = mD \rightarrow \frac{Q_f}{Q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{1^2}{m} \quad (\text{V.16})$$

Avec :

d : diamètre de la conduite rognée

$$\text{Donc : } m = \sqrt{\frac{Q_f}{Q_1}} = \sqrt{\frac{H_f}{H_1}} \quad (\text{V.17})$$

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

#### V.11.3.2. Affutage

Quand l'adaptation de la pompe demande une augmentation de la hauteur et du débit, on peut appliquer l'affutage des aubes au voisinage du bord de fuite. L'affûtage se fait par l'enlèvement d'une certaine partie du métal sur l'extrados de l'aube au voisinage de son bord de fuite. (Bonvin ; 2005) [03]

La modification de l'angle de sortie ( $\beta_2$ ) va augmenter la hauteur (enlèvement sur la face concave) ou diminuer la hauteur (enlèvement du métal sur la face convexe).

L'affûtage diminue l'épaisseur du sillage et par conséquent les pertes hydrauliques, ce qui veut dire que, dans le cas de l'affûtage sur la face concave, l'augmentation de la hauteur réelle (utile) est plus importante que théorique.

Enfin, l'affûtage sur la face convexe (extrados) n'a pas d'importance pratique, étant donné que la diminution de la hauteur ( $\beta 2 \downarrow$ ) est opposée à la diminution des pertes de charge (épaisseur  $\downarrow$ ,  $H \uparrow$ ).

## V.12. PHÉNOMÈNE DE CAVITATION

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend en dessous d'une certaine valeur, généralement voisine de la tension de vapeur du liquide saturante ( $P_v = 22 \text{ mm}$ , à  $T = 20^\circ\text{C}$  à la température de l'eau), il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui dans les zones de pression plus élevées, peuvent se refermer brutalement en occasionnant du bruit des vibrations, une érosion du matériau, accompagné d'une diminution brutale de la hauteur créée et des rendements. Les courbes caractéristiques subissent une chute brutale à partir du moment où se produit la cavitation.

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

- À l'élévation géométrique au-dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe
- Eux pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration ;
- À l'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement, particulièrement importante dans la roue de la pompe.



**Figure V.7:** Photos illustrant les dommages causés par le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge

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

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Avec :

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

Le  $NPSH_d$  sera obtenu en appliquant la relation de Bernoulli entre le plan d'aspiration ( $Z_0, P_0$ ) et l'entrée de la pompe ( $Z_1, P_1$ ) et en considérant la perte de charge à l'aspiration :

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} = \left( Z_0 + \frac{P_0}{\rho g} \right) + J_a + \frac{C_0^2}{2g} \quad (V.18)$$

$$\frac{P_1}{\omega} = \frac{P_0}{\omega} + (Z_0 - Z_1) + J_a + \frac{C_0^2}{2g} \quad (V.19)$$

$Z_0 - Z_1 = H_g$  est la hauteur géométrique d'aspiration. Cette hauteur peut être négative dans le cas où la pompe travaille en charge (niveau d'aspiration est au-dessus par rapport au niveau de la nappe). D'où, la charge nette à l'aspiration imposée par l'installation est :

$$NPSH_d = \left( \frac{P_0}{\omega} + \frac{C_0^2}{2g} \right) - \frac{P_s}{\omega} = \frac{P_1 - P_s}{\omega} - (Z_0 - Z_1) - J_a \quad (V.20)$$

A la limite de cavitation, la charge nette à l'aspiration aurait la valeur critique

$$NPSH_d = \left( \frac{P_0}{\omega} + \frac{C_0^2}{2g} \right) - \frac{P_s}{\omega} = \frac{P_1 - P_s}{\omega} - (Z_0 - Z_1) - J_a \quad (V.21)$$

Avec :

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

$H_a$  : hauteur géométrique d'aspiration (m);

$J_a$  : perte de charge d'aspiration (m) ;

$h_v$  : Tension de vapeur d'eau à la température considérée tableau

$\frac{P_1}{\omega}$  : Pression en mètre colonne d'eau à la bride d'aspiration.

$$NPSH_r = \left( \frac{P_0}{\omega} + \frac{C_0^2}{2g} \right)_{cr} - \frac{P_s}{\omega} \quad (V.22)$$

$$NPSH_d = 10 - H_a - J_a \quad (m) \quad (V.23)$$

On prend  $\frac{P_0}{\omega} - h_v = 10m$

**Tableau (V-1) :** Tension de vapeur pompée en fonction de la température

T(c°)	0	4	10	20	30	50	60	70	80	90	100
Hv(m)	0,06	0,08	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

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

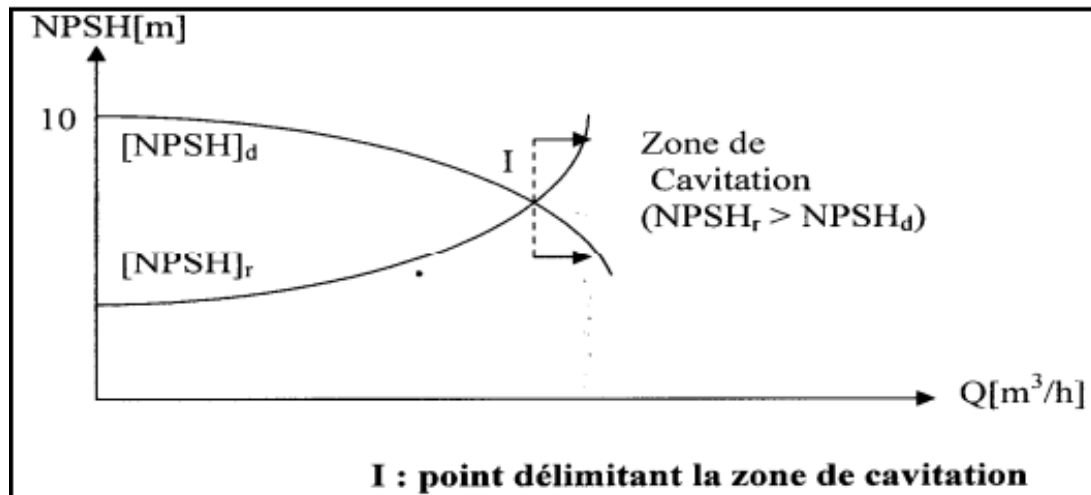


Figure V.8 : Graphe des courbes NPSH

### V.13. MONTAGE DES POMPES – POMPE A AXE HORIZONTALE OU VERTICALE

#### a) Pompe à axe horizontal

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

#### b) pompe à axe vertical- pompe immergées

Ces pompes sont spécialement conçues pour l'équipement des puits profonds. Nous citerons les principaux types suivants : (Bouslimi ; 2004) [10]

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

La pompe est entraînée par un arbre commun au moteur et qui passe dans l'axe de la canalisation de refoulement. Ce type de pompe présente plusieurs avantages: hauteur manométrique d'aspiration diminuée par la suppression des pertes de charge dues aux coudes, encombrement réduit, travaux de génie civil moins onéreux pour la station de

pompage, moteur éloigné de l'ambiance humide de la pompe, visite et entretien très faciles, pas de problème d'amorçage (la pompe étant immergée).

- **Pompe à moteur immergé**

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

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

### **V.13.1. Amorçage des pompes centrifuges**

L'amorçage des pompes est une opération qu'on effectue lorsqu'on désire faire fonctionner une pompe qui risque d'être vide, on procède alors au remplissage avec de l'eau. L'opération d'amorçage peut être réalisée dans les cas suivants : (Bouslimi. 2004) [10]

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

On distinguera quatre types d'amorçages:

#### **V.13.1.1. Cas des pompes à axe horizontal**

##### **a) Amorçage par remplissage**

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

On peut remédier à cet inconvénient, en amenant à la pompe l'eau nécessaire à son remplissage et à celui de la conduite d'aspiration soit à partir d'un petit réservoir auxiliaire rempli lors du fonctionnement, soit lorsque c'est possible, en utilisant le réseau de distribution. Les pompes comportent normalement des orifices munies des robinets et parfois d'entonnoirs permettant l'introduction de l'eau et la purge d'air manuellement. Cette opération de remplissage ne peut être utilisée pour les installations importantes en raison du volume d'eau qui serait nécessaire.

**b) Amorçage par le vide**

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

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

**c) Amorçage sous pression**

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

**d) Pompes auto-amorçages**

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

**V.14. ETUDE ET CHOIX DES POMPES**

Dans ce qui va suivre, nous allons étudier et choisir les pompes qui permettront de refouler l'eau à partir du réservoir de transit  $50 \text{ m}^3$  vers le réservoir projeté  $200 \text{ m}^3$  au niveau du village TIGUMOUNINE. Pour déterminer le type et le nombre de pompes qu'il faut pour notre station de pompage nous avons utilisé le catalogue N°2 des pompes de surface série industrielles de JEUMONT-SCHNEIDER [11] et le logiciel CAPRARI [15].

Le principe de calcul consiste à déterminer le point de fonctionnement résultant de l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite avec la courbe caractéristique de la pompe. Ainsi, on compare les débits et les Hmt donnés et on décidera de retenir ou de changer de pompe.

**V.14.1. Le choix de la pompe :**

Dans le cadre de notre projet, l'objectif est de relever un débit de  $3.11 \text{ l/s}$  soit  $10.8 \text{ m}^3/\text{h}$  avec une hauteur manométrique Hmt de  $245.1 \text{ m}$  et une hauteur géométrique Hgeo de  $226.5 \text{ m}$ . Les résultats d'une étude préliminaire, n'ont pas été concluants, alors nous proposons de

diviser la hauteur géométrique  $H_{geo}$ . Autrement dit prévoir un réservoir de transit au milieu du trajet avec une station de reprise qui sera implanté à la cote 1104.80 m NGA.

#### V.14.1.1. Station de Pompage SP1

- **Caractéristiques du tronçon 1**

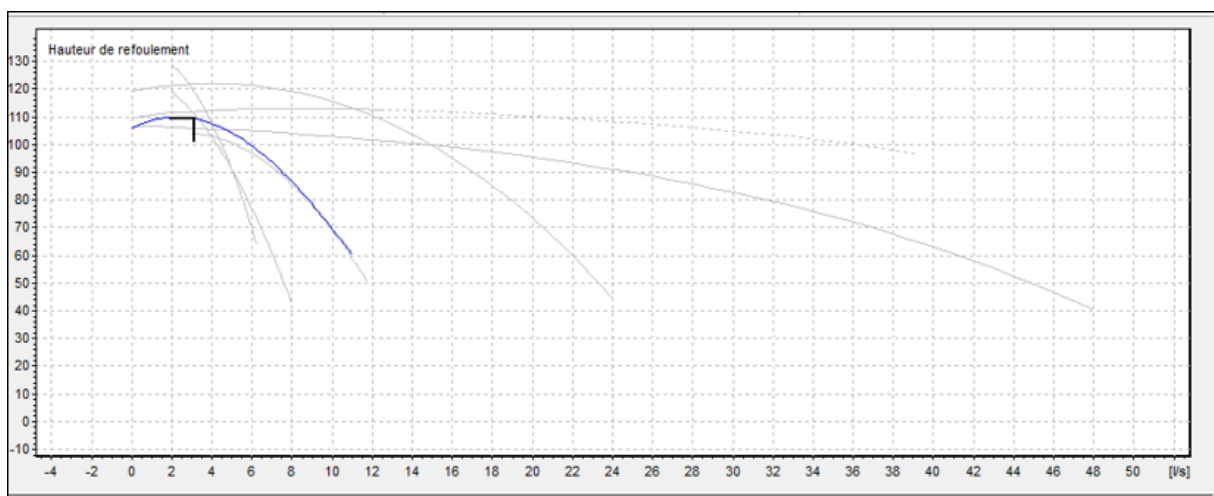
- Le débit véhiculer :  $Q = 3.11$  l/s
- La hauteur géométrique :  $H_g = 109.8$  m
- La hauteur manométrique totale :  $H_{mt} = 119.31$  m

- **Caractéristiques de la pompe**

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe à axe horizontal de type HVU25 dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $N = 2900$  tr/min
- $\eta = 63.2$  %
- $P = 11$  KW
- $NPSH_r = 1.69$  m
- Le point de fonctionnement : P ( $Q_1 = 3.19$  l/s,  $H_1 = 119$  m),
- Le point désiré P2 : ( $Q_1 = 3.11$  l/s,  $H_1 = 119$  m),

**Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.**



**Figure V.9:** courbe caractéristique de la pompe SP1

### V.14.1.2. Station de Pompage SP2

- **Caractéristiques du tronçon 2**

- Le débit véhiculer :  $Q = 3.11 \text{ l/s}$
- La hauteur géométrique :  $H_g = 116.68 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale :  $H_{mt} = 125.78 \text{ m}$

- **Caractéristiques de la pompe**

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe à axe horizontal de type MEC-A004/80 dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 63.5 \%$
- $P = 11 \text{ KW}$
- $NPSH_r = 1.85 \text{ m}$
- Le point de fonctionnement : P ( $Q_1 = 3.18 \text{ l/s}$ ,  $H_1 = 126 \text{ m}$ ),
- Le point désiré P2 : ( $Q_1 = 3.11 \text{ l/s}$ ,  $H_1 = 126 \text{ m}$ ),

**Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.**

### V.15. VERIFICATION DE NON CAVITATION

- **Station de Pompage SP1**

- Côte du plan d'aspiration :  $C_a = 997 \text{ m}$
  - Côte de l'axe de la pompe :  $C_p = 995 \text{ m}$
  - Hauteur d'aspiration :  $H_a = C_p - C_a = 2 \text{ m}$
- $H_a > 0$  d'où la pompe est montée en charge
- $NPSH_r = 1.63 \text{ m}$

Calcul de la pression à la côte d'aspiration =  $10,33 - 0.0012 \times 997 = 9.13$

$NPSH_d = 9.13 + (2) - (0 + 0.24) = 10.89 \text{ m}$ .

On a :  $NPSH_d > NPSH_r$  alors la pompe est hors domaine de la cavitation

- **Station de Pompage SP2**

- Côte du plan d'aspiration :  $C_a = 1106.80\text{m}$

-Côte de l'axe de la pompe :  $C_p = 1104.80\text{ m}$

-Hauteur d'aspiration :  $H_a = C_p - C_a = 2\text{m}$

$H_a > 0$  d'où la pompe est montée en charge

$NPSH_r = 1.85\text{m}$

Calcul de la pression à la côte d'aspiration =  $10,33 - 0.0012 \times 1106.80 = 9.01$

$NPSH_d = 9.01 + (2) - (0 + 0.24) = 10.89\text{ m}$ .

On a :  $NPSH_d > NPSH_r$  alors la pompe est hors domaine de la cavitation

### **V.16. Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons déterminé à l'aide du logiciel CAPRARI le type de pompe qui permettra de refouler le débit estimé et qui satisfait la charge nécessaire pour le transport de l'eau vers le point considéré.

## VI.1. Introduction

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

## VI.2. DÉFINITION

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire causé par une modification rapide du régime d'écoulement, qui engendre des ondes de pression. Ces dernières se propagent le long de la canalisation et s'ajoutent algébriquement à la pression nominale initiale régnant en chaque point, causant ainsi soit des surpressions ou des dépressions dangereuses pour la conduite et son équipement (Michel, 1994) [12].

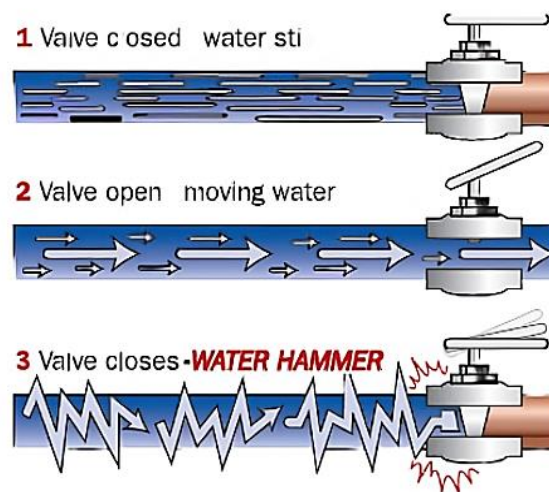


Figure VI.1 : le coup de bélier

### VI.2.1. Les causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes du coup de bélier sont :

- Fermeture et ouverture rapide d'une vanne
- arrêt brusque du groupe électropompe alimentant la conduite de refoulement débitant sur un réservoir
- démarrage/arrêt d'une pompe

### VI.2.2. Les conséquences de ce phénomène

- Déboîtement des conduites et ruptures des joints
- Déboîtement des accessoires (vannes, robinets)
- Eclatement de la conduite dans le cas d'une dépression ;
- Eclatement de la conduite par surpression.

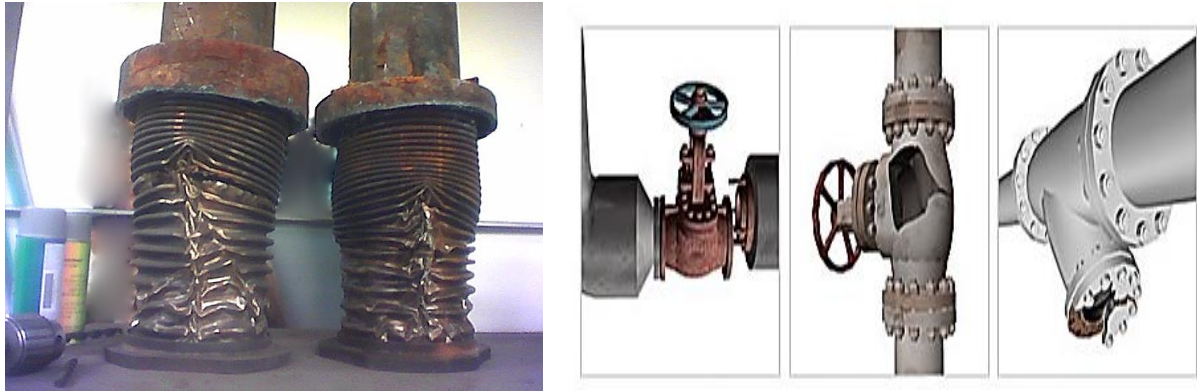


Figure VI.2 : conséquences du coup de bélier

### VI.2.3. Analyse physique du phénomène

En régime transitoire, il y a variation des caractéristiques hydrauliques de l'écoulement dans le temps et en tout point de la conduite. Dans ce paragraphe on essayera d'expliquer le phénomène durant la période d'oscillation de l'onde de pression. (Moussa; 2002) [13]

Prenons le cas d'une pompe (figure VI.3) refoulant un débit donné dans une conduite de longueur  $L$ , qui se trouve brusquement arrêtée. Quatre phases peuvent alors être envisagées :

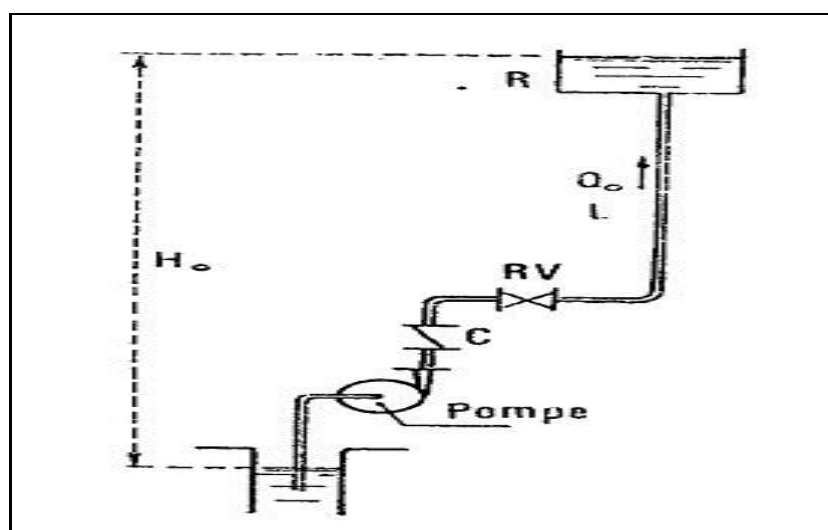


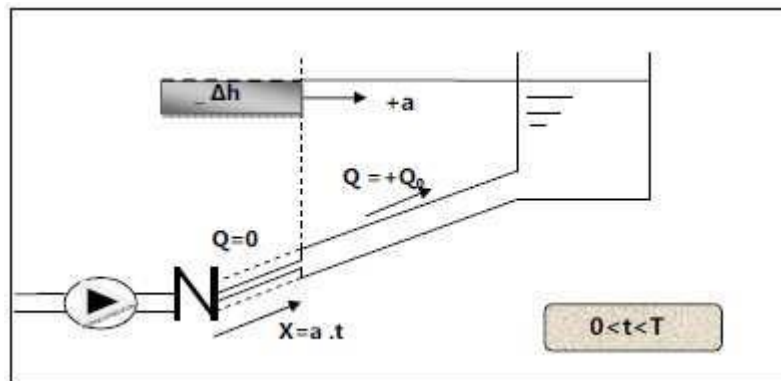
Figure VI.3 : Coup de bélier dans une conduite de refoulement

- **Première phase**

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est pas alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression de tranche en tranche ; l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre.

L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse «  $a$  ». Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est  $L/a$

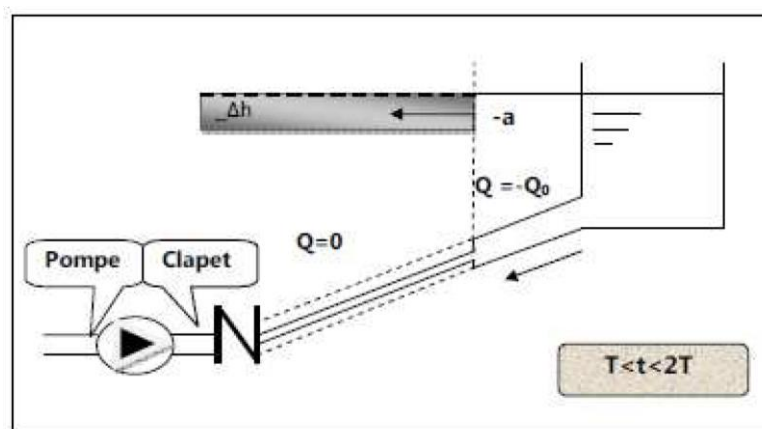
Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.



**Figure VI.4 :** l'état de la conduite pendant la première phase

- **Deuxième phase**

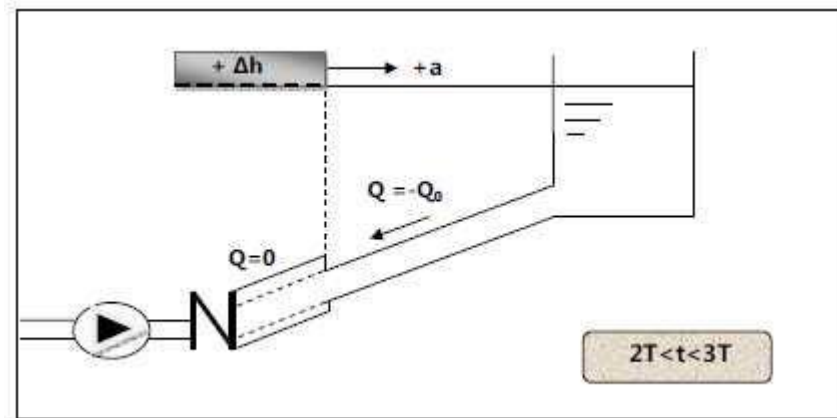
La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial et cela de proche en proche en partant du réservoir. L'eau revient alors dans la conduite et, au bout d'un nouveau temps  $L/a$  (soit  $2L/a$  à partir du début du phénomène), toute l'eau est descendue mais va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



**Figure VI.5 :** représentation de la deuxième phase du coup de bélier

- **Troisième phase**

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



**Figure VI.6 :** La troisième phase du coup de bélier

- **Quatrième phase**

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

La période du mouvement est donc de  $T = 4L/a$ . Le phénomène est amorti par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite. Dans le cas d'un arrêt brusque d'une pompe, le phénomène du coup de bélier est donc caractérisé, tout d'abord, par une dépression, puis par une surpression.

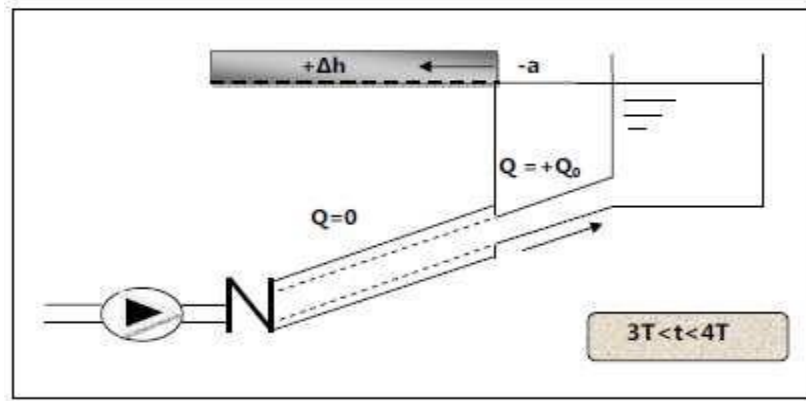


Figure VI.7 : représentation de la quatrième phase

L'analyse du phénomène dans le cas d'un arrêt brusque (fermeture rapide d'une vanne) dans un écoulement gravitaire d'eau, dans une conduite d'adduction provenant d'un réservoir, est exactement la même que celle de refoulement sauf cette fois qu'elle commence par une surpression puis se termine par une dépression (troisième phase). Il suffit donc de reprendre la même explication donnée ci-dessus, en commençant par la troisième phase, puis la quatrième puis la première phase et enfin la deuxième phase.

A la suite de cette analyse on arrive au fait que le coup de bélier qui accompagne la fermeture d'une vanne est un phénomène périodique de période  $T = \frac{4L}{a}$ .

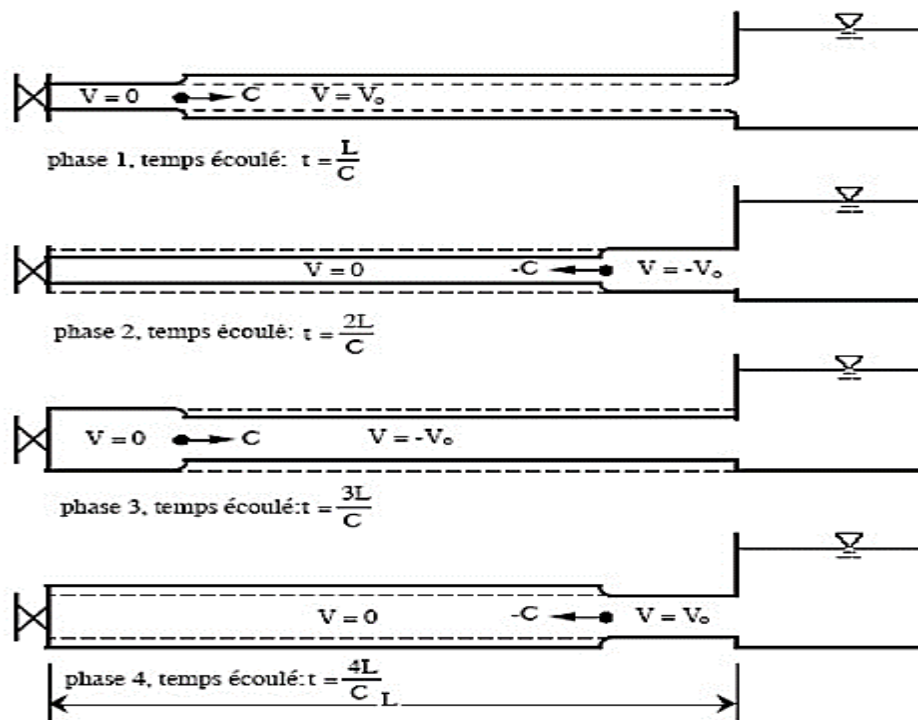


Figure VI.8: Étapes d'un cycle de variation de pression

### VI.3. CALCUL DE LA VALEUR DU COUP DE BÉLIER

#### VI.3.1. Cas d'arrêt brusque $t \leq \frac{2L}{a}$

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

$$b = \frac{aV_0}{g} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

b : la valeur du coup de bélier en m;

a : la célérité de l'onde ;

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

g : l'accélération de la pesanteur 9,81 m/s<sup>2</sup>.

#### VI.3.2. Cas de fermeture lente $t > \frac{2L}{a}$

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** :

$$b = \frac{2LV_0}{gt} \rightarrow t = \frac{2LV_0}{gt} \quad (\text{VI.2})$$

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

### VI.4. MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BÉLIER

Les effets du phénomène ne peuvent être totalement supprimés mais il convient de les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants : (Dupond ; 1979) [04] ; 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.

### VI.4.1. Volants d'inertie

Le volant d'inertie est un disque, de grande inertie, dont la masse est concentrée près de la périphérie. Calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment de l'arrêt du moteur. Il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement. Les caractéristiques géométriques du volant ( $R_1 > R_2$ ,  $f$ , et la masse) sont déterminées en fonction de la puissance de la pompe et du temps d'arrêt minimum pour limiter suffisamment la valeur du coup de bélier (Moussa ; 2002) [13].

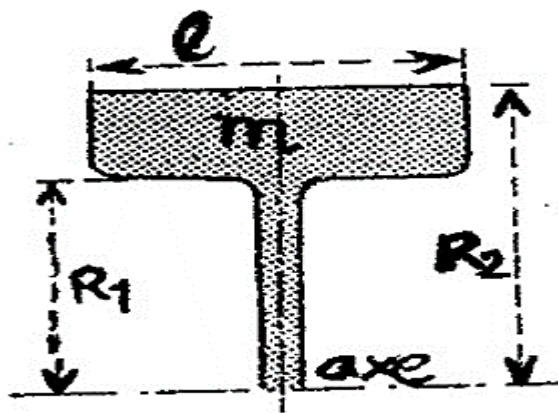


Figure VI.9 : Volants d'inertie

### VI.4.2. Soupape de décharge

C'est un ressort à boudin qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression. Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduit dépasse de 5 % la pression maximale de fonctionnement normal.

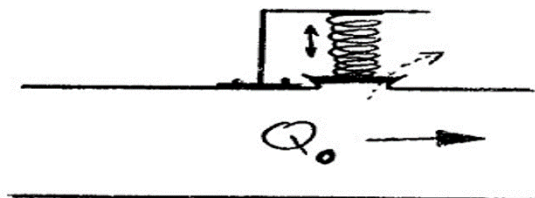


Figure VI.10 : Soupape de décharge

VI.4.3. Cheminées d'équilibre

A la place d'un réservoir d'air sous pression, on peut utiliser un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera donc le même rôle que le réservoir d'air. Elles sont très rarement utilisées, puisque leur hauteur devrait être énorme. Par contre, elles peuvent trouver leur emploi sur le tracé de la conduite si celui-ci comporte des points hauts

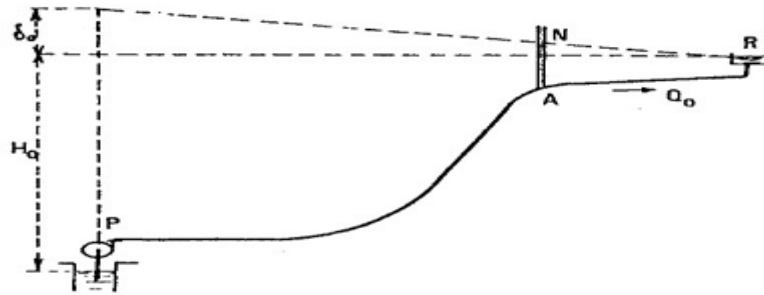


Figure VI.11 : Cheminées d'équilibre

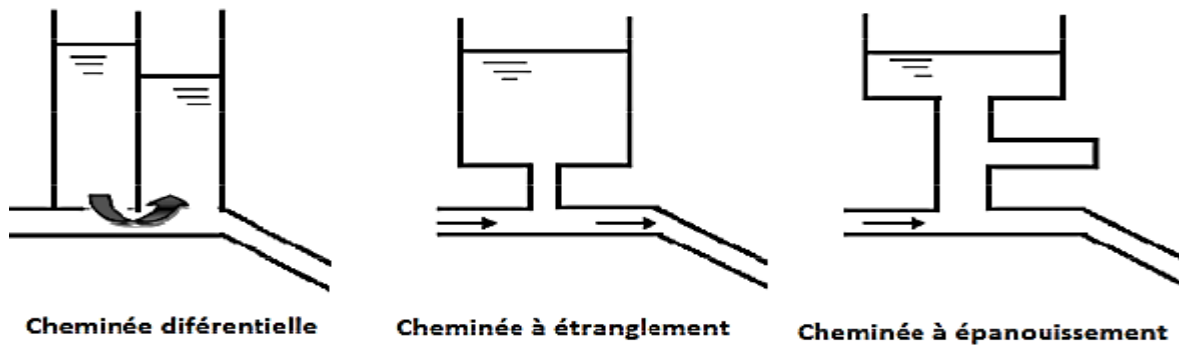


Figure VI.12 : différentes types de cheminées d'équilibre

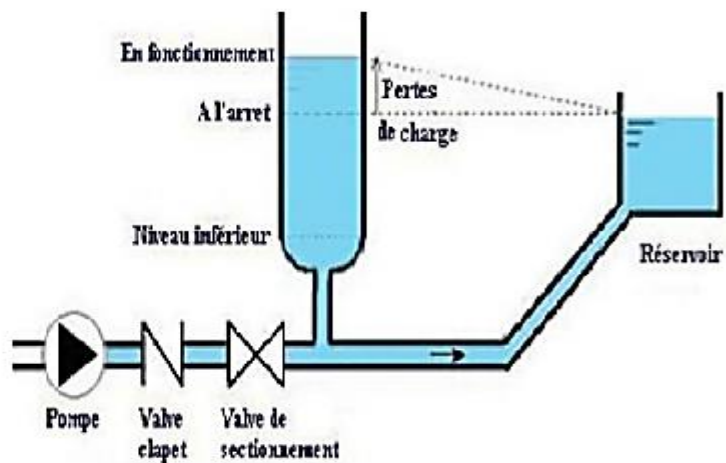


Figure VI.13 : cheminées d'équilibre sur une conduite de refoulement

#### VI.4.4. Le réservoir d'air

C'est un réservoir placé sur la conduite et contenant de l'eau et de l'air sous pression. La pression dans l'air, en marche normale, équilibre la pression dans la conduite. En cas de coup de bélier, ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite de la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air). Ainsi, il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression.

A cause de sa simplicité et de son efficacité, le réservoir d'air est le moyen de protection contre les coups de bélier le plus utilisé en alimentation en eau.

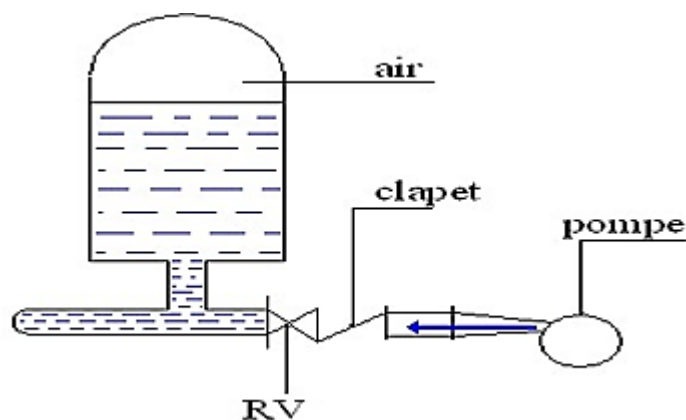


Figure VI.14 : installation du réservoir d'air

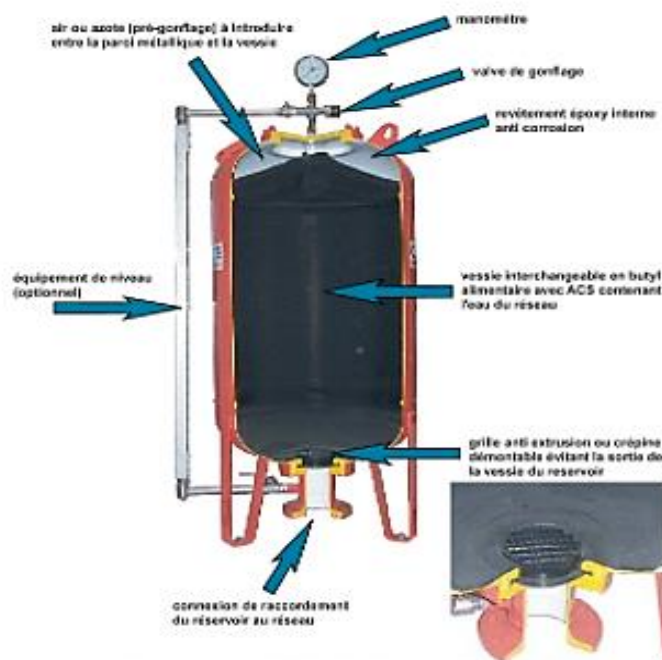


Figure VI.15 : réservoir d'air anti bélier

## VI.5. PRINCIPE DU FONCTIONNEMENT DU RÉSERVOIR D'AIR

Après disjonction du groupe électrique, la pompe ne fournit plus de pression, le clapet se ferme, l'air contenu dans le réservoir d'air, se déprime en refoulant de l'eau dans la conduite. La vitesse de l'eau dans la conduite diminue jusqu'à l'annulé, par conséquent, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche entraînant la compression de l'air, la dissipation rapide de l'énergie de l'eau s'obtient en interposant un organe d'étranglement entre la cloche à air et la conduite de refoulement.

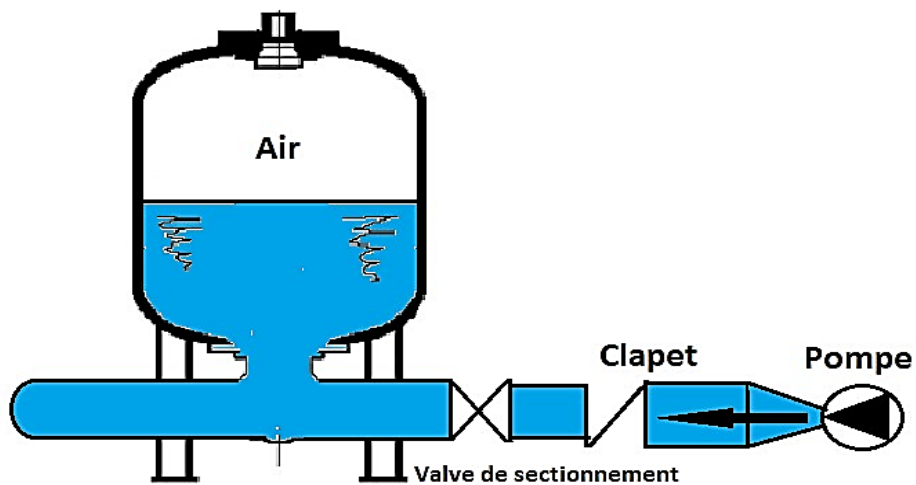


Figure VI.16 : disposition du réservoir d'air

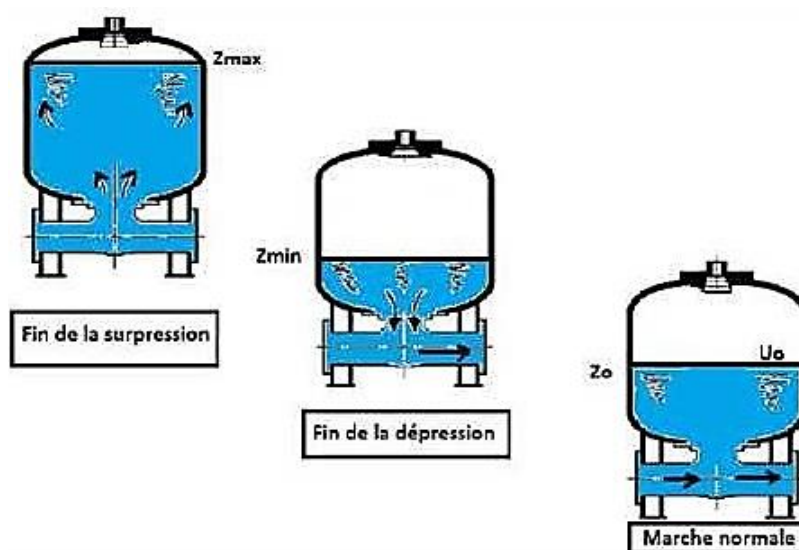


Figure VI.17 : variation du volume d'air dans le réservoir au cours de son fonctionnement

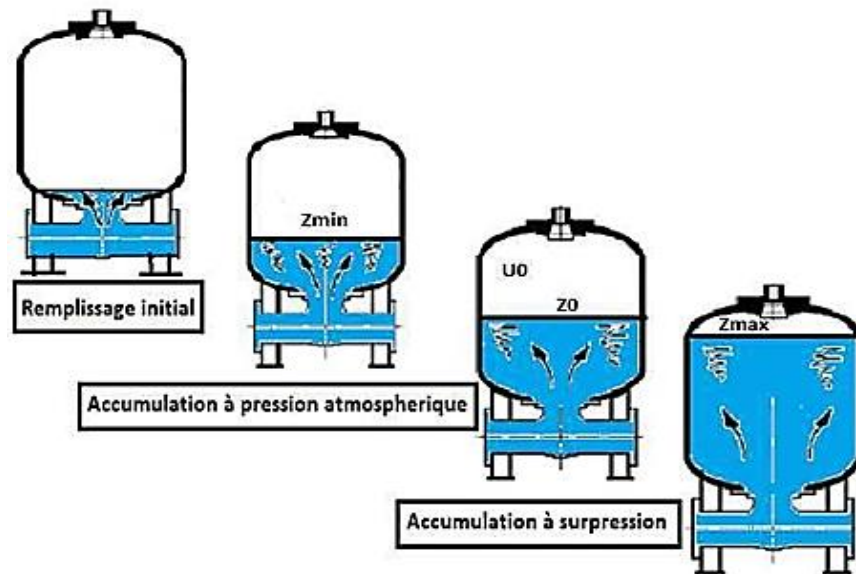


Figure VI.18 : remplissage du réservoir anti-bélier

## VI.6. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BÉLIER

Pour la protection de notre conduite contre le coup de bélier nous proposons réservoir d'air

### VI.6.1. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air (Dupont ; 1979) [04].

Comme méthode de calcul on distingue

- **Méthode de Puech et Meunier**

Cette méthode utilise l'abaque de Puech et Meunier. Elle est valable dans le cas du mouvement d'onde ; les abaques fournissent :

- des pressions minimales le long de la canalisation ;
- la pression maximale au droit de la pompe.

Les conditions d'utilisation de ces abaques sont :

- le réservoir d'air disposé à la station de pompage ;
- la canalisation à caractéristiques de pompage ;

- le réservoir d'arrivé à niveau constant ;
- la loi de détente de l'air est  $P.V^{1.2} = \text{constante}$ .

- **Méthode de Bergeron**

Pour le dimensionnement **du réservoir d'air**  $U_0$ , nous tracerons l'épure de Bergeron au niveau de la pompe qui détermine à la fois la dépression et la surpression.

C'est la méthode la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

- **Méthode de Vibert**

La méthode de Vibert est une méthode graphique simplifiée permet la détermination du volume d'air établie pour des installations modestes ( $Q \leq 30 \text{ l/s}$ ,  $L \leq 1200 \text{ m}$ ); donc elle est valable dans le cas de mouvement de masse, cette méthode donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoir d'air importants dans le cas de grandes installations.( Moussa ;2002) [13]

### VI.6.2. Protection de la conduite

Pour déterminer, le volume du réservoir d'air on va utiliser la méthode de **Puech et Meunier**, qui a pour conditions d'utilisation :

- Le réservoir d'air disposé à la station de pompage ;
- La canalisation à caractéristiques unique ;
- Le réservoir d'arrivé à niveau constant ;
- La loi de détente de l'air est  $PV^{1.2} = \text{constante}$  ;
- Tenir compte des pertes de charges dans la conduite et celles éventuelles au remplissage du ballon.

Cette méthode utilise trois nombre adimensionnels :

- **K** : qui caractérise les pertes de charge ;
- **A** : qui caractérise la conduite de refoulement ;
- **B** : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Ayant calculé K et A, nous superposons la famille de courbes au profil en long.

Nous choisissons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B permet de calculer  $U_0$  qui sera ainsi déterminé.

- **Les caractéristiques de la conduite**

La longueur de la conduite :	$L = 2366.86 \text{ m}$ ;
Diamètre extérieur de la conduite :	$D_{ext} = 75 \text{ mm}$ ;
Epaisseur de la conduite :	$e = 10.3 \text{ mm}$ ;
Section de la conduite :	$S = 0,0044 \text{ m}^2$ ;
Vitesse moyenne de l'écoulement :	$V_0 = 0.70 \text{ m/s}$ ;
Hauteur géométrique :	$H_g = 226.5 \text{ m}$ ;
Hauteur manométrique :	$H_{mt} = 245.10 \text{ m}$ ;

### VI.6.3. Calcul de la surpression et dépression :

$$H_0 = H_g + 10 = 226.5 + 10 = 236.5 \text{ m}$$

- **Calcul de coup de bélier**

$$b = \frac{av_0}{g} = \frac{387.52 * 0.70}{9.81} = 27.81 \text{ m}$$

- **La surpression maximale :**

$$H_{max} = H_g + b = 226.5 + 27.81 = 254.31 \text{ m} > 25 \text{ Bar}$$

Donc, la conduite nécessite une protection contre le coup de bélier

#### VI.6.3.1. Dépression

- **Dimensionnement du réservoir d'air**

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \frac{75}{10.3}}} = 387.52 \text{ m/s}$$

- **Caractéristiques de la conduite A :**

$$A = \frac{aV_0}{gH_0} = \frac{387.52 \times 0.70}{9.81 \times 236.5} = 0.12$$

- **Caractéristiques des pertes de charges K :**

$$H_{abs} = H_{mt} + 10 = 245.10 + 10 = 255.10 \text{ m} ;$$

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{255.10 - 236.5}{236.5} = 0.08$$

- **Caractéristiques du réservoir B**

Nous devons considérer la famille de courbes B pour  $A = 0,12$  et  $K = 0,08$ , mais nous ne disposons de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles des courbes :  $K = 0,1$  et  $A = 0,5$ .

**Tableau VI-1** : profil en long du tronçon reliant la SP au réservoir projeté 200 m<sup>3</sup> TIGUEMOUNINE.

z (m)	996	1046.37	1104.80	1162.04	1221.50
X (m)	0	515.63	1209.63	1946.97	2366.86
$\frac{\Delta Z + 10}{H_0}$	0.04	0.26	0.50	0.74	1
X/L	0	0.22	0.51	0.82	1

Nous superposons ce profil en long absolu aux familles des courbes B sélectionnées. Le graphe de MEUNIER et PUECH nous montre les zones à risque et nous pouvons considérer un point.

Pour  $B = 0,4$  on aura toute la conduite protégée contre les variations de pression, cette valeur de B nous permettra de calculer le volume d'air comprimé  $U_0$ .

$$U_0 = \frac{V_0^2}{gH_{abs}} \times \frac{LS}{B} = \frac{0.70^2}{9.81 \times 255.10} \times \frac{2366.86 \times 0.0044}{0.4} = \mathbf{0.0051 \text{ m}^3}$$

$$\frac{P_{min}}{H} = 0.83 \quad \text{Donc} \quad P_{min} = H_0 \times 0.83 = 236.5 \times 0.83 = \mathbf{196.30 \text{ m d'eau}}$$

Nous avons :

$$P_{min} \times U_{max}^{1.2} = H_{abs} \times U_0^{1.2} \quad \text{Donc} \quad U_{max} = U_0 \times \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}}\right)^{\frac{1}{1.2}} = \mathbf{0.0063 \text{ m}^3}$$

Le plus grand volume d'air est de 0,0063 m<sup>3</sup>. Si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume 0.00761 m<sup>3</sup>.

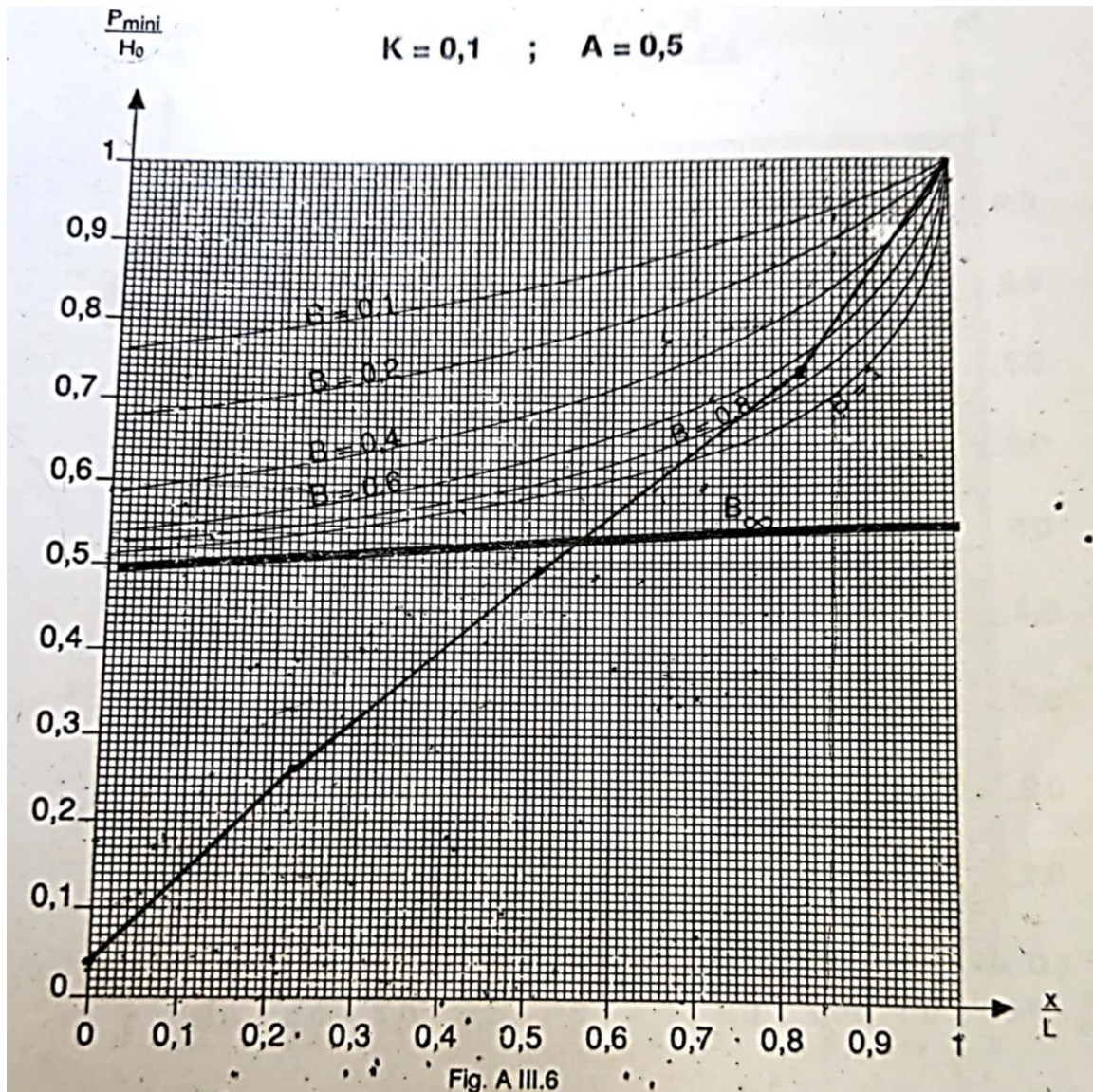


Figure VI.19 : Abaque de Puech et Meunier pour la conduite reliant la SP au réservoir projeté 200 m<sup>3</sup> TIGUEMOUNINE.

VI.6.3.2. Surpression

A partir du l'abaque de Dubin et Guéneau, nous déterminons le diamètre « d » du diaphragme : pour A = 0.5 et B = 0.4 nous lisons :

$$\left\{ \begin{aligned} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} &= 1.2 \text{ avec } \alpha = \frac{1}{2g} \left[ \frac{D^2}{0.6 * d^2} - 1 \right]^2 \dots \dots \dots (VI.3) \\ \frac{P_{max}}{H_0} &= 1.225 \dots \dots \dots (VI.4) \end{aligned} \right.$$

Donc :  $\alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 1.2 \rightarrow \alpha = 1.2 \frac{H_0}{V_0^2} = 1.2 \frac{236.5}{(0.70)^2} = 579.18^\circ$

A partir de la formule (VI. 3) on peut tirer le diamètre « d » :

$$\frac{D^2}{0.6d^2} = \sqrt{2g\alpha} + 1$$

$$d^2 = \frac{D^2}{0.6(\sqrt{2g\alpha} + 1)} = \frac{75^2}{0.6(\sqrt{2 * 9.81 * 579.18} + 1)} = 87.128$$

**d = 9.33 mm** représente le diamètre du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite.

A partir de la formule (VI. 4) on peut tirer le « P<sub>max</sub> »

$$\frac{P_{max}}{H_0} = 1.225 \rightarrow P_{max} = 1.225 \times 236.5 \rightarrow P_{max} = \mathbf{289.7125m}$$

La surpression par rapport à la hauteur géométrique absolue, H<sub>0</sub> = 236.5 m est

$$\mathbf{Surpression/H_0 = 289.7125 - 236.5 = 53.2125 m.}$$

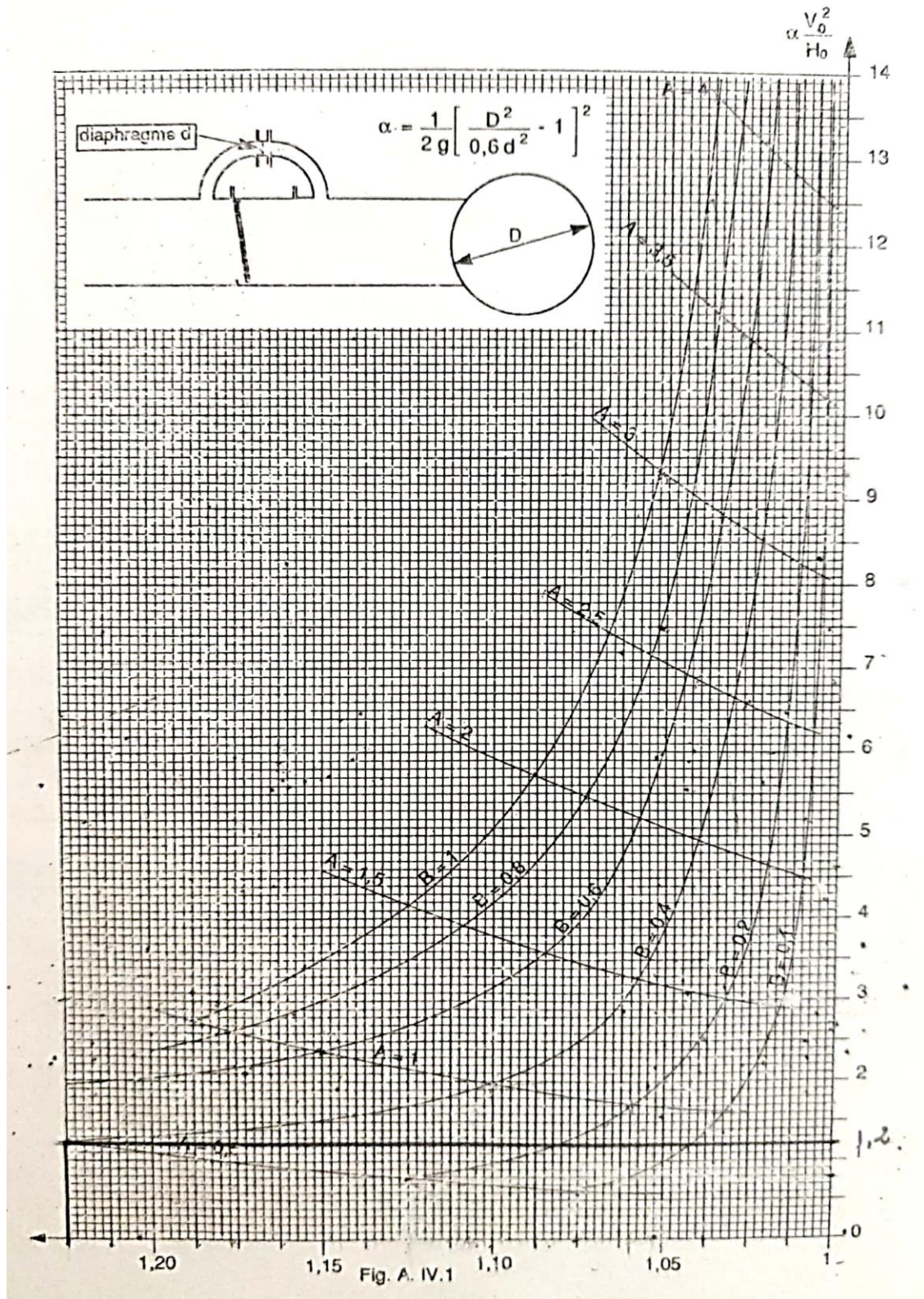


Figure VI.20 : Etude de la surpression abaques de DUBINET ET GUENEAU

### **VI.7. CARACTÉRISTIQUES DU RÉSERVOIR D'AIR**

Après calcul, le volume maximal qu'occupera l'air et qui correspond à la dépression maximale est d'environ  $0,0063 \text{ m}^3$ . Comme il faut, qu'à ce moment, il reste encore de l'eau dans le réservoir, par mesure de sécurité, il sera prévu une cloche d'une capacité totale de  $0,00761 \text{ m}^3$  (20% de  $0,0063$ ), dans laquelle l'air en marche normale n'occupera que  $0,0051 \text{ m}^3$ . En phase de dépression, la pression minimale est de 196.30 m. En phase de surpression, la pression maximale est de 289.7125 m.

### **VI.8. PRÉCAUTION Á PRENDRE POUR LE RÉSERVOIR D'AIR**

Par suite du contact permanent entre l'air et l'eau dans le réservoir, l'air se dissout peu à peu dans l'eau. Il est donc indispensable de compenser sa dissipation par des injections régulières d'air dans le réservoir. Il existe aussi des réservoirs équipés d'une vessie en caoutchouc dans laquelle est stockée l'eau (l'air est donc séparé de l'eau).

Après une période de fonctionnement, il est nécessaire de vidanger entièrement le réservoir pour enlever les dépôts se trouvant au fond de celui-ci.

### **VI.9. Conclusion**

Au terme de ce chapitre, nous pouvons conclure que pour la protection de la conduite reliant la SP au réservoir projeté  $200 \text{ m}^3$  TIGUEMOUNINE contre le coup de bélier, un réservoir d'air sera placé à l'aval de la conduite de refoulement qui aura un volume total de 8 litres.

## *Conclusion Générale*

Nous avons, à travers cette étude, essayé d'apporter une contribution au projet du renforcement de l'adduction en eau potable au niveau de village TIGUEMOUNINE, commune de Ouacif, wilaya de TIZI OUZOU.

Ce travail a permis de dégager les résultats suivants : L'estimation des besoins en eau de consommation indique que le débit de **3.11 l/s** sera nécessaire pour répondre aux besoins du village TIGUEMOUNINE à long terme (à l'horizon **2049**). Ce débit comparé à l'apport de l'ancienne chaîne d'adduction à partir d'une source fait ressortir un **déficit de 2.089 l/s**.

Ce manque d'eau aura comme solution la création d'un pompage à partir du réservoir **300 m<sup>3</sup> de tête de TIGUEMOUNINE**, d'où l'eau sera pompée vers un **réservoir au sol de capacité 200 m<sup>3</sup>** qui sera implanté sur les hauteurs du village pour répondre à une pression de service au sol satisfaisante.

Le choix du type des conduites s'est porté sur le PEHD qui présente beaucoup d'avantages par rapport aux autres matériaux (non corrosif, flexible, disponible sur le marché, longévité...etc.). Après avoir fait le choix du diamètre qui est de **75mm**, nous avons estimé les frais de réalisation de notre réseau à **10226504 DA**.

Les résultats de notre étude nous ont amené à projeter deux réservoirs posés au sol ; le **R50 m<sup>3</sup>** de transition et le **R200 m<sup>3</sup>** de distribution qui vont satisfaire les besoins de notre région d'étude.

Concernant le choix des pompes, nous avons opté pour une pompe et une autre de secours pour assurer la continuité de l'alimentation à une hauteur total **Hmt 245.5m** et un débit de **3.11 l/s**.

Pour que la conduite reliant la station de pompage et le réservoir projeté de 200 m<sup>3</sup> soit protégée sur toute sa longueur ; que ce soit dans le sens (réservoir, conduite) d'une surpression et dans le sens contraire d'une dépression, il est nécessaire de l'équiper d'un réservoir (eau + air comprimé) d'un volume total de **0.007m<sup>3</sup>** un volume d'air en fonctionnement normal **U0 =0,0051m<sup>3</sup>**.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra apporter un plus dans la réalisation du projet sur le terrain.

## Références bibliographiques

- [01] **BONIN J.** Hydraulique urbaine aux agglomérations de petite et moyenne importance, Edition Eyrolles, Paris, **1986**.
- [02] **BONIN J.** Captage, Réseaux d'adduction, Réservoir, Réseaux de distribution, Equipements, Petites centrales hydraulique, Edition Eyrolles, Paris, **1986**.
- [03] **BONVIN J.** Hydraulique urbaine I « captage-réseaux d'adduction- Réservoir, Réseaux de distribution, Equipements-pompes-petites centrales hydrauliques, Vd école d'ingénieur du canton de Vaud. **2005**.
- [04] **DUPONT A.** Hydraulique urbaine, Tome 2, Ouvrages de transport Elévation et Distribution des eaux. Edition Eyrolles, Paris, **1979**.
- [05] **KHEIDER NACERA, MEHENNI TASSADITE ET CUICI REZIKA :** Etude d'une alimentation en eau potable du chef-lieu ouacif cote 16 **2013/2014**
- [06] **ONM :** Office national de la métrologie.
- [07] **RPA99 :** Règles parasismiques algériennes **2003**.
- [08] **RGPH :** Recensement général de la population et de l'habitat de la commune d'OUACIF **2008**.
- [09] **PDAU ouacif :** Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme
- [10] **BOUSLIMI M :** « Polycopie de cours d'alimentation eau potable » ESIER **2004**
- [11] **JEUMONT SCHNIEDER :** Catalogue N°2 des pompes de surfaces série industrielles
- [12] **MICHEL A, :** Exercices de mécanique des fluides, tome 2, turbomachine-construction graphiques, phénomène transitoires **1994**.
- [13] **MOUSSA M, :** Polycopie d'alimentation eau potable, école nationale d'ingénieur de Tunis **2002**.
- [14] **LIVRE MICHEL A. MOREM :** Exercice de mécanique des fluides tome 2 **HYD 99**

### Recherche sur le web

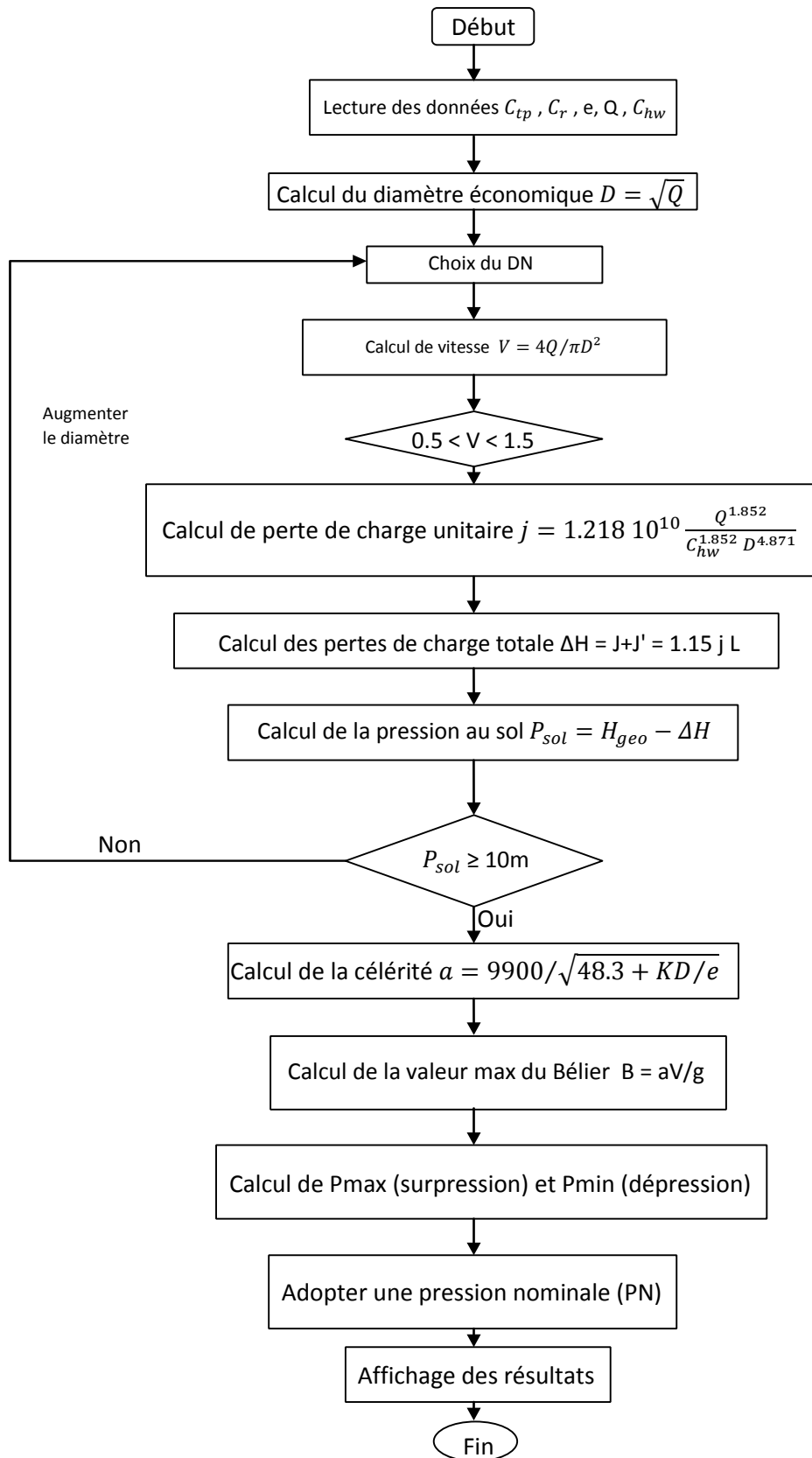
- [15] **Logiciel de choix de pompe (CAPRARI PUMP TUTOR)**

- [https://setif-pipe.dz/docs/specifications\\_techniques\\_pehd.pdf](https://setif-pipe.dz/docs/specifications_techniques_pehd.pdf)
- <https://teleensm.ummto.dz/course/view.php?id=1131>
- [http://www.algerie.prixconstruction.info/espaces\\_urbains/Reseaux\\_divers/Distribution\\_d\\_eau/Eau\\_potable/Tube\\_en\\_polyethylene.html](http://www.algerie.prixconstruction.info/espaces_urbains/Reseaux_divers/Distribution_d_eau/Eau_potable/Tube_en_polyethylene.html)



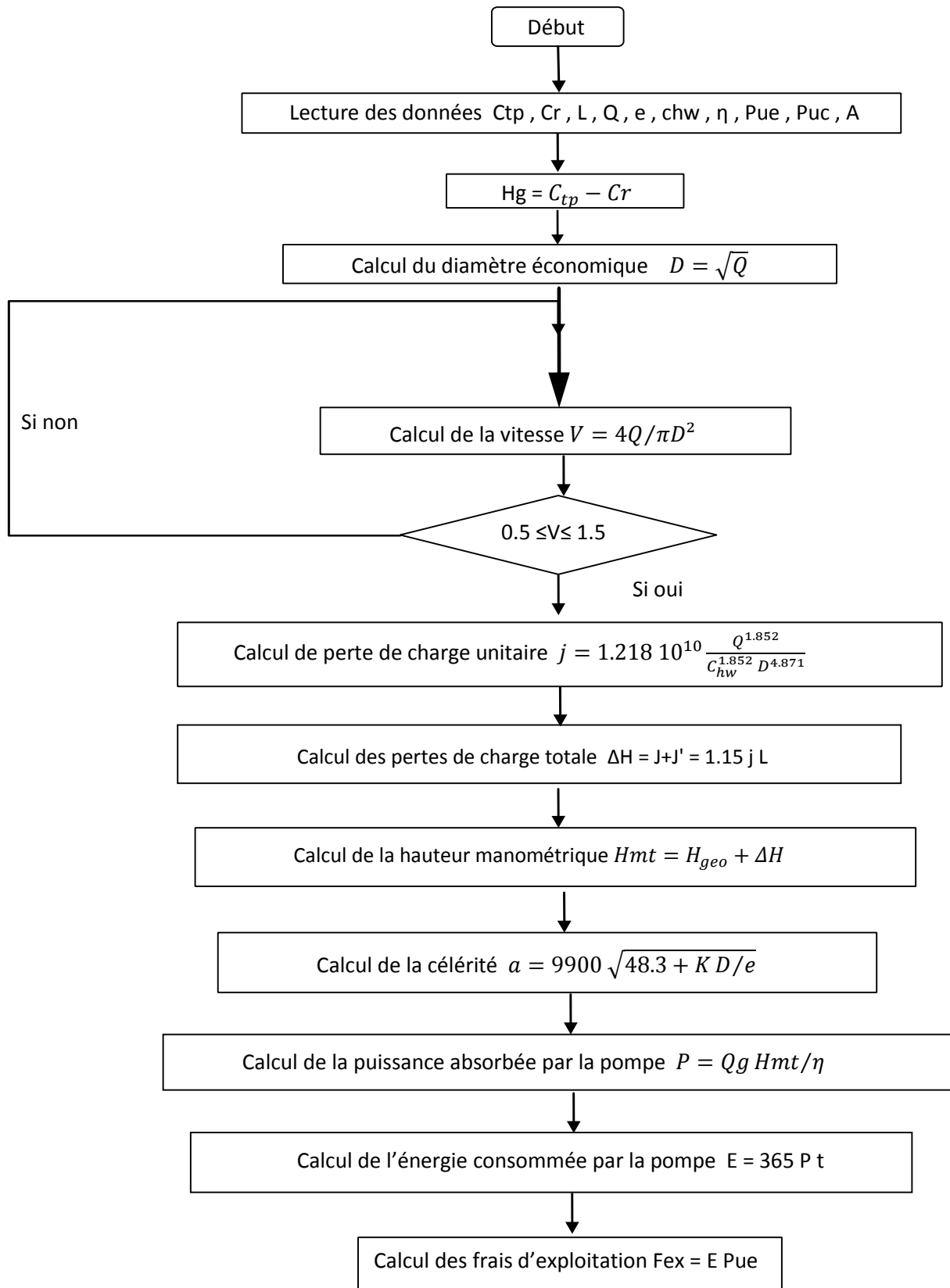
## Annexe 1

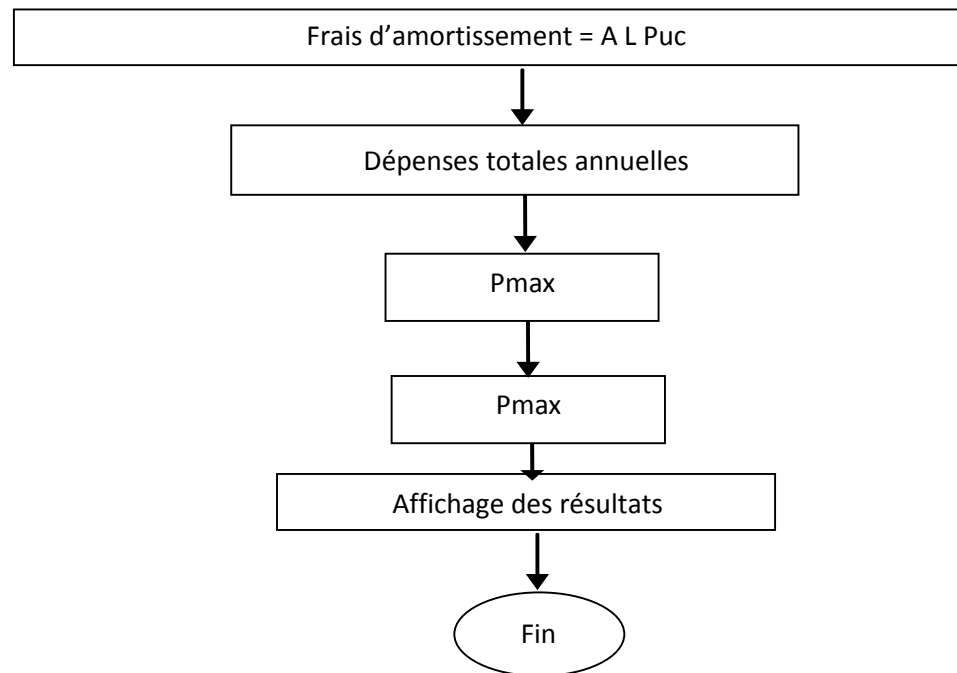
Organigramme de calcul de la conduite d'adduction gravitaires



## Annexe 2

Organigramme de calcul de la conduite d'adduction par refoulement





## Annexe 3

Gamme tubes PEHD de pression PN06 et PN25 d'après la société de transformation plastique SETIF PIPE

		Gamme tubes PEHD de Pression nominale 06 Bars				
		CODE	DIAMETRE (mm)	EPAISSEUR (mm)	PRESSION	CONDITIONNEMENT
P E 1 0 0		640.04.020.09	20	**	06Bars	Rx 100Ml
		640.04.025.09	25	**	06Bars	Rx 100Ml
		640.04.032.09	32	**	06Bars	Rx 100Ml
		640.04.040.09	40	**	06Bars	Rx 100Ml
		640.04.050.09	50	2.0	06Bars	Rx 100Ml
		640.04.063.09	63	2.5	06Bars	Rx 100Ml
		640.04.075.09	75	2.9	06Bars	Rx 100Ml
		640.04.090.09	90	3.5	06Bars	Rx 100Ml
		640.04.110.09	110	4.2	06Bars	Rx 100Ml
		640.04.125.09	125	4.8	06Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.04.160.09	160	6.2	06Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.04.200.09	200	7.7	06Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.04.250.09	250	9.6	06Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.04.315.09	315	12.1	06Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.04.400.09	400	15.3	06Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.04.500.09	500	19.1	06Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.04.630.09	630	24.1	06Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.04.710.09	710	27.2	06Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.04.800.09	800	30.6	06Bars	Tb 6 / 12Ml

## Suite Annexe 3

Gamme tubes PEHD de Pression nominale 25 Bars				
CODE	DIAMETRE (mm)	EPAISSEUR (mm)	PRESSION	CONDITIONNEMENT
640.12.020.09	<b>20</b>	3.0	25Bars	Rx 100Ml
640.12.025.09	<b>25</b>	3.5	25Bars	Rx 100Ml
640.12.032.09	<b>32</b>	4.4	25Bars	Rx 100Ml
640.12.040.09	<b>40</b>	5.5	25Bars	Rx 100Ml
640.12.050.09	<b>50</b>	6.9	25Bars	Rx 100Ml
640.12.063.09	<b>63</b>	8.6	25Bars	Rx 100Ml
640.12.075.09	<b>75</b>	10.3	25Bars	Rx 100Ml
640.12.090.09	<b>90</b>	12.3	25Bars	Rx 100Ml
640.12.110.09	<b>110</b>	15.1	25Bars	Rx 100Ml
640.12.125.09	<b>125</b>	17.1	25Bars	Tb 6 / 12Ml
640.12.160.09	<b>160</b>	21.9	25Bars	Tb 6 / 12Ml
640.12.200.09	<b>200</b>	27.4	25Bars	Tb 6 / 12Ml
640.12.250.09	<b>250</b>	34.2	25Bars	Tb 6 / 12Ml
640.12.315.09	<b>315</b>	43.1	25Bars	Tb 6 / 12Ml
640.12.400.09	<b>400</b>	54.7	25Bars	Tb 6 / 12Ml
640.12.500.09	<b>500</b>	***	25Bars	Tb 6 / 12Ml
640.12.630.09	<b>630</b>	***	25Bars	Tb 6 / 12Ml
640.12.710.09	<b>710</b>	***	25Bars	Tb 6 / 12Ml
640.12.800.09	<b>800</b>	***	25Bars	Tb 6 / 12Ml