

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OIZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# MEMOIRE



De fin d'études

*En Vue de l'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil  
Option: Constructions Hydrauliques et Aménagements (C.H.A)*

## Thème

*Raccordement des villages de la  
commune d'Agouni gueghrane au  
transfert des eaux à partir du barrage  
Koudiet Acerdoune de Bouira*

Proposé par : DHW de Tizi-Ozou

Présenté par : M<sup>r</sup>. MAHMOUDI Youcef  
M<sup>lle</sup>. NAZI Karima

Devant le jury:

Président : M<sup>r</sup> HAMMOUM. H

Promotrice: M<sup>me</sup> : BENKACLS

Examineur 1 : M<sup>me</sup> : BOUZELHA.K

Examineur 2 : M<sup>r</sup> : DAHMOUS. H

Maître de conférences (A) à l'U.M.M.T.O

Maître assistant (A) à l'U.M.M.T.O

Professeur à l'U.M.M.T.O

Maître de conférences (B) à l'U.M.M.T.O

*Promotion : 2013-2014*



# Remerciements

*Nous remercions « Dieu Tout Puissant » de nous avoir donné la santé, la patience et la volonté pour réaliser ce modeste travail.*

*Nos vifs remerciements et sincères gratitudees à notre promotrice M<sup>elle</sup> « BENKACI.S », pour son encadrement et pour toute l'aide qu'elle n'a cessé de nous apporter.*

*Nous tenons à remercier Mr HAMMOUM. H d'avoir honoré notre juré en acceptant de le présider.*

*Nous remercions également M<sup>m</sup> Bouzelha .K d'accepter de juger notre travail et pour tout l'aide qu'elle nous a apporté.*

*Nous tenons également à exprimer nos sincères remerciements à Mr Dahmous. H d'avoir accepté de juger notre travail.*

*Toute notre gratitude s'adresse à tout le personnel de:*

*-APC d'Agouni gueghrane;*

*-DHW de Tizi-Ouzou;*

*- La Subdivision d'Hydraulique d'Ouadhias en particulier*

*Mr HMOUDI, pour toute son aide, sa gentillesse et ses conseils*

*- Nous tenons à exprimer tout au fond de nos cœurs, nos reconnaissances à nos familles pour tout leur aide morale et financière.*

*Enfin, un grand merci pour tout ceux qui ont participé de près ou de loin dans la réalisation de ce modeste travail.*



# Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

La mémoire de mon père, la source d'amour, de tendresse et de sacrifice, je le témoigne mon grand respect, toute mon affection et ma profonde gratitude, j'espère que dieu l'accueille dans son vaste paradis.

La plus chère personne: ma mère, que dieu la protège et que j'espère d'être à mes côtés pour l'éternité.

Mes très chers frères: Houari, Massinissa et Mouloud.

Mes oncles et mes tantes maternelles et leurs petites familles.

Mon binôme youcef et sa famille

Tous mes amis (es) son exception ;

Toute la promotion de (CHA): 2013-2014 ;

Tous ceux que j'aime et qui m'aiment.



Figure 1.1 : Situation géographique.....	2
Figure 1.2 : Situation topographique.....	4
Figure 1.3 : Situation géologique.....	6
Figure 1.4 : Diagramme ombrothermique.....	9
Figure 1.5 : Réseau hydrographique.....	10
Figure 2.1 : L'évolution de la population aux différents horizons.....	17
Figure 2.2 : Schéma synoptique de l'ancienne chaîne d'AEP de la commune d'Agouni guehrane.	
Figure 5.1 : Pose des conduites en terre.....	48
Figure 5.2 : Pose des conduites en galerie.....	49
Figure 5.3 : Pose des conduites en pente.....	50
Figure 5.4 : Pose des conduites traversée des routes et voies ferrées.....	51
Figure 5.5 : Traversées des cours d'eau.....	51
Figure 5.6 : Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.....	52
Figure 5.7 : Passage des ponts.....	52
Figure 5.8 : Les butées.....	53
Figure 5.9 : Lit de pose de conduite.....	56
Figure 5.10 : Remblayage des fouilles.....	57
Figure 5.11 : La corrosion des conduites.....	59
Figure 6.1 : Corrosion des conduites.....	66
Figure 6.2 : Bout à bout « bouteuse ».....	69
Figure 6.3 : Le soudage de bout à bout des tubes en polyéthylène (PEHD).....	69
Figure 6.4 : Assemblage par électro-soudage.....	70
Figure 6.5 : Raccordement mécanique.....	70
Figure 6.6 : Raccordement par accessoire à compression.....	71
Figure 6.7 : Ventouses manuelles.....	72
Figure 6.8 : Ventouses automatiques.....	72

---

Figure 6.9 : Quelques accessoires d'un réseau d'AEP.....	74
Figure 6.10 : Représentation de la ligne piézométrique pour une conduite de refoulement....	83
Figure 6.11 : Représentation d'une conduite gravitaire.....	84
Figure 6.12 : Schéma synoptique de la nouvelle chaîne d'adduction des villages Agouni gueghrane à partir de la conduite de transfert des eaux de barrage Koudiet Acerdoune.	
Figure 7.1 : Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération.....	93
Figure 7.2 : Emplacement du réservoir en altitude.....	93
Figure 7.3 : Conduite de la distribution et de vidange.....	95
Figure 7.4 : Equipements hydrauliques d'un réservoir.....	96
Figure 7.5 : Schéma d'un réservoir au sol.....	97
Figure 7.6 : Calcul de la capacité du réservoir de transit projeté.....	101
Figure 7.7 : Calcul de la capacité du réservoir de tête projeté.....	103
Figure 8.1 : Constitution d'une pompe.....	107
Figure 8.2 : Type de rotors.....	107
Figure 8.3 : Différentes courbes caractéristiques d'une pompe.....	108
Figure 8.4 : Couplage de deux pompes identiques en série.....	111
Figure 8.5 : Couplage de deux pompes différentes en série.....	112
Figure 8.6 : Couplage de deux pompes identiques en parallèle.....	112
Figure 8.7 : Couplage de deux pompes différentes en parallèle.....	113
Figure 8.8 : Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite.....	113
Figure 8.9 : Photos illustrant le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.....	115
Figure 8.10 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.....	118
Figure 8.11 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression .....	118
Figure 8.12 : Graphe des courbes NPSH.....	118
Figure 8.13 : Détermination du point de fonctionnement (pompe de type 150NM à 6 étages).....	122
Figure 8.14 : Détermination du point de fonctionnement (pompe de type 150NM à 3 étages).....	125

Figure 9.1 : Les différentes formes de l'anti bélier.....	134
Figure 9.2 : Principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier.....	134
Figure 9.3 : Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir.....	135
Figure 9.4 : Graphe de Meunier et Peuch, conduite reliant la SR1 et la SR2 projetées.....	138
Figure 9.5 : Pertes de charge à la descente de l'eau dans la conduite.....	143
Figure 9.6 : Pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite.....	143
Figure 9.7 : Epure de Bergeron.....	146

---

Tableau 1.1 : Précipitations moyennes mensuelles et annuelles en (mm).....	7
Tableau 1.2 : Températures moyennes mensuelles et annuelles en (C°).....	8
Tableau 1.3 : Températures et pluviométries interannuelles.....	9
Tableau 1.4 : Disposition de la population selon le RGPH.....	12
Tableau 2.1 : Estimation de la population des villages d'Agouni gueghrane.....	17
Tableau 2.2 : Besoins domestiques d'Agouni gueghrane.....	20
Tableau 2.3 : Besoins scolaires.....	21
Tableau 2.4 : Besoins socioculturels.....	22
Tableau 2.5 : Besoins sanitaires.....	22
Tableau 2.6 : Besoins municipaux.....	23
Tableau 2.7 : Besoins du cheptel.....	24
Tableau 2.8 : Besoins industriels.....	25
Tableau 2.9 : Besoins commerciaux.....	25
Tableau 2.10 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.....	26
Tableau 2.11 : Récapitulatif des besoins de la région d'Agouni gueghrane en tenant compte des pertes de 25%.....	27
Tableau 2.12 : Variation de la consommation maximale journalière.....	28
Tableau 2.13 : Débit maximal et minimal journalier.....	29
Tableau 3.1 : Ressources en eau existantes de la commune Agouni gueghrane.....	32
Tableau 3.2 : Liste des réservoirs existants.....	32
Tableau 3.3 : Liste des stations de pompes existantes.....	33
Tableau 3.4 : Caractéristiques des canalisations.....	33
Tableau 3.5 : Comparaison entre besoins en eau et ressources actuelles.....	35
Tableau 4.1 : Paramètres physicochimiques.....	38
Tableau 4.2 : Paramètres de pollution.....	38
Tableau 4.3 : Paramètres organoleptiques.....	38
Tableau 4.4 : Minéralisation globale.....	39

---

Tableau 4. 5 : Paramètres bactériologiques.....	39
Tableau 4. 6 : Appréciation de la minéralisation à partir de la conductivité.....	42
Tableau 5.1 : Les valeurs de K en fonction de l'angle coudes.....	54
Tableau 5.2 : Nombres de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante.....	54
Tableau 5.3 : Produit de désinfection (doses et temps de contact).....	58
Tableau 6.1 : Récapitulatif de la répartition débit.....	85
Tableau 6.2 : Calcul d'adduction gravitaire du réservoir Tampon d'ait bouaddou vers le réservoir transit de la SR1. ....	86
Tableau 6.3 : Calcul d'adduction par refoulement de la SR1 vers le réservoir transit de la SR2 projetée.....	87
Tableau 6.4 : Calcul d'adduction par refoulement de la SR2 projetée vers le réservoir R100 m <sup>3</sup> existant de Tafssa boumadh.....	88
Tableau 6.5 : Récapitulatif de l'adduction gravitaire.....	89
Tableau 6.6 : Récapitulatif de l'adduction par refoulement.....	89
Tableau 7.1 : Valeurs indicatives concernant les réservoirs.....	92
Tableau 7.2 : Calcul de la capacité du réservoir de transit.....	100
Tableau 7.3 : Calcul de la capacité du réservoir de tête de Tafssa boumadh.....	102
Tableau 7.4 : Caractéristiques des réservoirs projetés.....	104
Tableau 7.5 : Récapitulatif des capacités et des frais des réservoirs.....	104
Tableau 9.1 : Profil en long de la conduite.....	137
Tableau 9.2 : Calcul du réservoir d'air pour le tronçon reliant la SR1 et la SR2.....	145
Tableau 9.3 : Résultats des différentes méthodes de dimensionnement.....	147

**ACL** : Agglomération Chef-Lieu.  
**ADE** : Algérienne des Eaux.  
**AEP** : Alimentation en Eau Potable.  
**APC**: Assemblée Populaire Communale.  
**BCR** : Béton compacté au rouleau.  
**Cons moy j** : Consommation moyenne journalière.  
**C<sub>a</sub>** : Côte d'arrivée.  
**C<sub>CP</sub>** : Courbe caractéristique de la pompe.  
**C<sub>CC</sub>**: Courbe caractéristique de la conduite.  
**C<sub>d</sub>** : Côte de départ.  
**C<sub>hw</sub>** : coefficient de hazen williams.  
**CRS** : Capacité de réservoir de stockage.  
**CRT** : Capacité de réservoir de transit.  
**C<sub>TN</sub>** : Côte Terrain Naturel.  
**C<sub>TP</sub>** : Côte Trop- Plein.  
**CW** : Chemins willaya  
**Dex**: Diamètre extérieur.  
**Dec** : Diamètre économique.  
**Dint**: Diamètre intérieur.  
**DHW** : Direction d'Hydraulique de la Wilaya.  
**DN** : Diamètre Nominal.  
**Dot** : Dotation.  
**E** : Energie absorbée par la pompe.  
**F<sub>ex</sub>** : Frais d'exploitations.  
**F<sub>am</sub>** : Frais d'amortissements.  
**GEP** : Groupe électropompe.  
**Hab** : habitant.  
**H<sub>abs</sub>** : Hauteur absolue.  
**Hg** : Hauteur géométrique.  
**Hinc** : Hauteur d'incendie.  
**Hmt**: Hauteur manométrique totale.  
**J<sub>d</sub>** : Charge disponible.  
**J** : Pertes de charge.  
**J'** : pertes de charges singulières  
**j** : pertes de charges unitaires  
**L** : longueur de la conduite  
 **$\Delta H$**  : Pertes de charge totale.  
**m.c.e** : Mètre colonne d'eau.  
**Max** : Maximum.  
**Min** : Minimum.  
**Moy**: Moyen(e).  
**m.L** : Mètre linéaire.  
 **$\mu\text{s/cm}$**  : Micro Siemens par centimètre.  
**ND** : Niveau Dynamique.  
**NGA** : Niveau général Algérien  
**NPSH** : Charge nette d'aspiration.  
**NTU** : Unité de Turbidité Néphélométrique.  
**OMS** : Organisation Mondiale de la Santé.  
**ONM** : Organisation Nationale Météorologique.  
**Pa** : Puissance absorbée par la pompe.

**PDAU** : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.  
**PEBD** : Polyéthylène à Basse Densité.  
**PEHD** : Polyéthylène à Haute Densité.  
**PE** : Polyéthylène.  
**PVC** : Chlorure de polyvinyle.  
**PN** : Pression Nominale.  
**P<sub>max</sub>** : surpression  
**P<sub>min</sub>** : dépression  
**P<sub>sol</sub>** : pression au sol  
**P<sub>uc</sub>** : prix unitaire  
**P<sub>w</sub>** : prix de mètre linéaire de la conduite  
**Q** : Débit.  
**R** : Réservoir.  
**R.G.P.H** : Recensement Générale de la Population et de l'Habitat.  
**RN** : Route Nationale.  
 **$\rho$**  : Résistivité électrique.  
**SAU** : Surface Agricole Utile.  
**SAT** : Surface Agricole Totale.  
**SP** : Station de pompage.  
**SR** : Station de Reprise.  
**T** : taux d'accroissement naturel de la population.  
**T°C** : Température.  
**UCV** : Unité de couleur vraie  
**UFC** : Unité formant colonies.  
**Vinc** : Volume d'incendie.  
**VF** : Vitesse finale.

**Annexe (I) :** Normes d'OMS d'eau potable

**Annexe (II) :** Gamme de prix (tubes PEHD)

**Annexe (III) :** Catalogue des pompes Jeumont Schneider

**Annexe (IV) :** Catalogue des pompes Jeumont Schneider de type 150 NM

**Annexe (V) :** Diagramme de Moody

**Annexe (VI) :** Abaque de Dubin et Gueneau

## INTRODUCTION GENERALE

L'eau ressource limitée mais indispensable à la vie et aux activités humaines, agricoles, industrielles et domestiques (alimentation en eau potable), ainsi qu'au fonctionnement des écosystèmes terrestres.

Sans eau, la terre ne serait qu'un astre mort, et aucune vie humaine, biologique, ou animale, n'existerait. Avant le raccordement à l'eau potable et l'existence des conduites d'AEP, l'homme était contraint de chercher l'eau là où elle se trouvait. Aujourd'hui, on se fatigue moins pour boire ou se laver. Elle est si présente qu'on ne se rend pas compte de sa rareté, encore moins de la sécheresse qui guette l'humanité. Pourtant, tant de guerres ont décimé des populations à cause de l'eau.

Les pays en voie de développement dont l'Algérie fait partie, n'ont pas des ressources en eau considérables, ils souffrent d'un déficit notable qui est dû en général aux causes suivantes :

- Une pluviométrie annuelle faible selon les périodes,
- Risque de sécheresse s'étendant sur plusieurs années,
- Une baisse des taux de régénération de la nappe phréatique.

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 la demande et de pallier aux pertes.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre projet, afin d'apporter une modeste contribution dans le cadre de la mise en exergue des connaissances de base, pour l'étude d'un réseau d'alimentation en eau potable.

Les villages d'Agouni gueghrane situés au sud de la commune des Ouadhias, objet de notre étude, sont alimentés actuellement à partir des sources qui assurent un débit total de 40,4 l/s, qui est loin de satisfaire les besoins en eau de la population à long terme. Donc, une nouvelle chaîne d'AEP a été proposée afin de répondre aux besoins d'une population de 14825 habitants à l'horizon 2044. Cette dernière sera alimentée à partir d'un piquage sur la conduite principale qui achemine l'eau du barrage Koudiet Acerdoune vers le flanc sud de la wilaya de Tizi-Ouzou, avec un débit d'eau estimé à 50,75 l/s.

Notre travail sera réparti en neuf chapitres, tous d'une importance majeure, que l'on essayera de développer au maximum.

Nous débuterons par une présentation brève du site en se concentrant sur la situation démographique, géographique, topographique et climatique.

En second lieu, nous estimerons les besoins actuels et futurs en se basant sur le nombre d'habitants et les équipements existants actuellement, cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à long terme.

Le troisième chapitre, nous le consacrons pour l'étude des ressources en eau existantes à savoir les eaux superficielles, souterraines ainsi que les ouvrages existants.

Afin d'assurer une distribution d'une eau propre à la consommation, le control de la qualité de l'eau du barrage KoudietAcerdoune sera l'objet du quatrième chapitre.

Le dimensionnement des conduites d'adduction, en tenant compte des paramètres techniques et économiques sera étudiée dans le cinquième chapitre.

Pour assurer un bon fonctionnement du réseau d'adduction, quelques recommandations seront présentées en chapitre six ; poses et protection des conduites contre la corrosion.

Par la suite, l'étude des réservoirs à savoir leurs types, leurs rôles (stockage ou transit), et leurs dimensionnements sera consacré au septième chapitre.

L'acheminement de l'eau vers les réservoirs se fera par l'intermédiaire des stations de reprise équipées des pompes. Le choix de ces dernières sera le but du huitième chapitre.

En neuvième chapitre, un exemple de calcul de coup de bélier est établi pour un tronçon de notre chaine d'adduction. Afin d'éviter les conséquences extrême, une protection adéquate est proposée avec tout le dimensionnement nécessaire.

L'étude sera couronnée par une conclusion dans laquelle les principaux résultats et recommandations sont rappelés.

## INTRODUCTION

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Dans ce chapitre nous procédons à l'étude de la commune d'Agouni gueghrane à travers l'analyse des plus importants paramètres qui la caractérise à savoir : la situation géographique, le nombre d'habitant, le relief, la géologie, le climat et l'aspect socio-économique interviennent dans l'élaboration du bilan hydrique des ressources existantes et dans l'identification des différents équipements existants dans le domaine de l'alimentation en eau potable.

### 1.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE

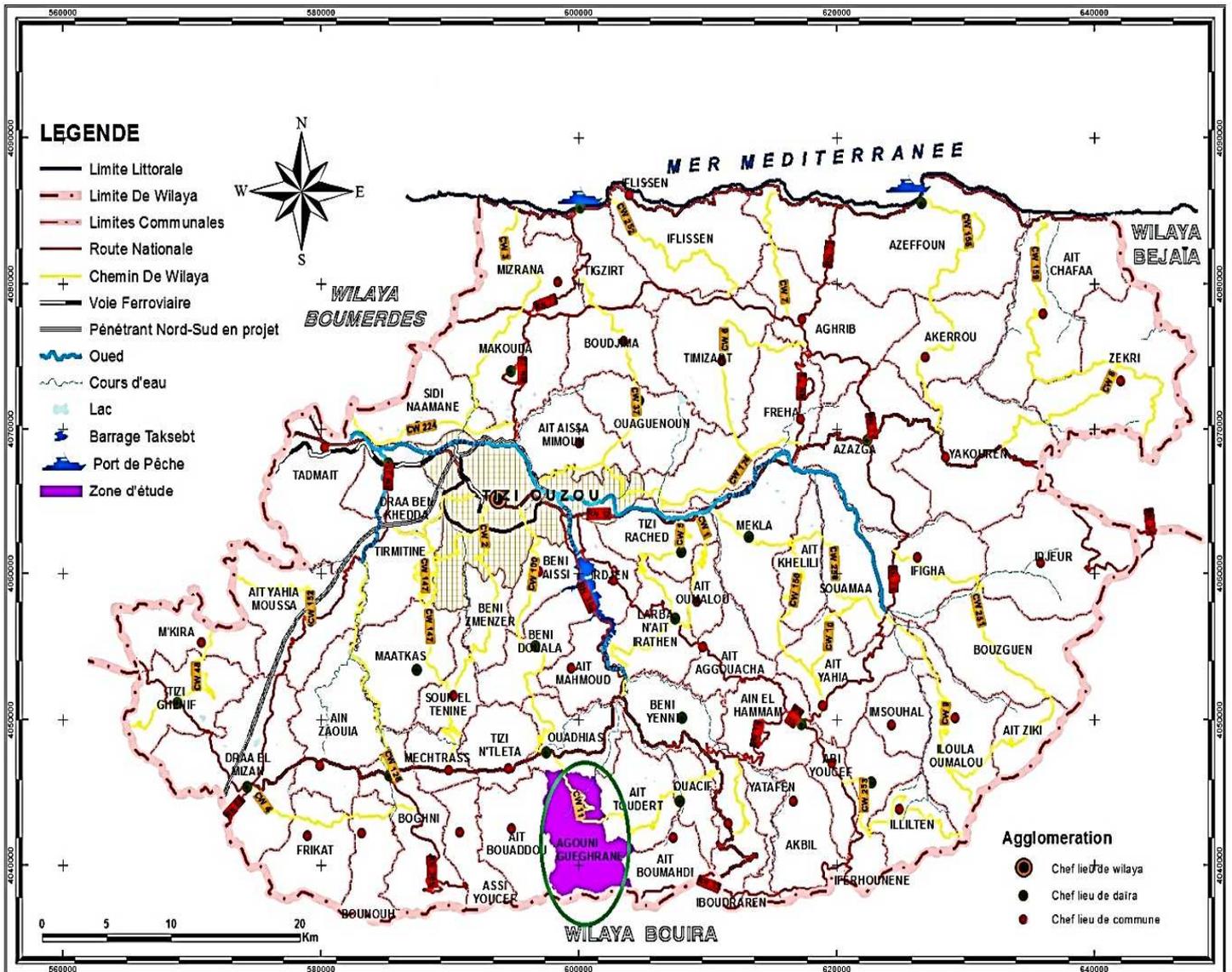
La commune d'Agouni gueghrane est située dans la partie sud de la wilaya de Tizi-Ouzou (voir figure1.1).Elle s'étend sur une superficie de 4050 hectares et abrite une population de 8422 habitants, soit une densité de 239,30 hab./Km<sup>2</sup>.Elle est passée à 8474 habitants à la fin de l'année 2012.

La commune d'Agouni gueghrane est issue du découpage administratif de 1984 et relève de la daïra des Ouadhias. Elle est délimitée comme suit:

- Au Nord: par la commune de Ouadhias,
- Au Sud : par la wilaya de Bouira,
- A l'Est : par les communes Ait Toudert et Ait Boumahdi,
- A l'Ouest : par la commune de Ait Bouaddou.

La commune s'organise autour d'importantes entités urbaines constituées par :

- L'agglomération chef-lieu, localisée au centre de la commune, regroupant deux villages : Agouni gueghrane et Tafsa Boumade.
- Cinq agglomérations secondaires : Azounene, Ait Slimane et Ait El Kaid, Taguemount N'Ait Ergane et Azaghar Agouni Gueghrane.
- Une zone éparse, composée de plusieurs hameaux et constructions implantées le long des axes routiers, localisée au nord de la commune.[1]



Source : APC d'Agoune Gueghrane

Figure 1.1 : Situation géographique

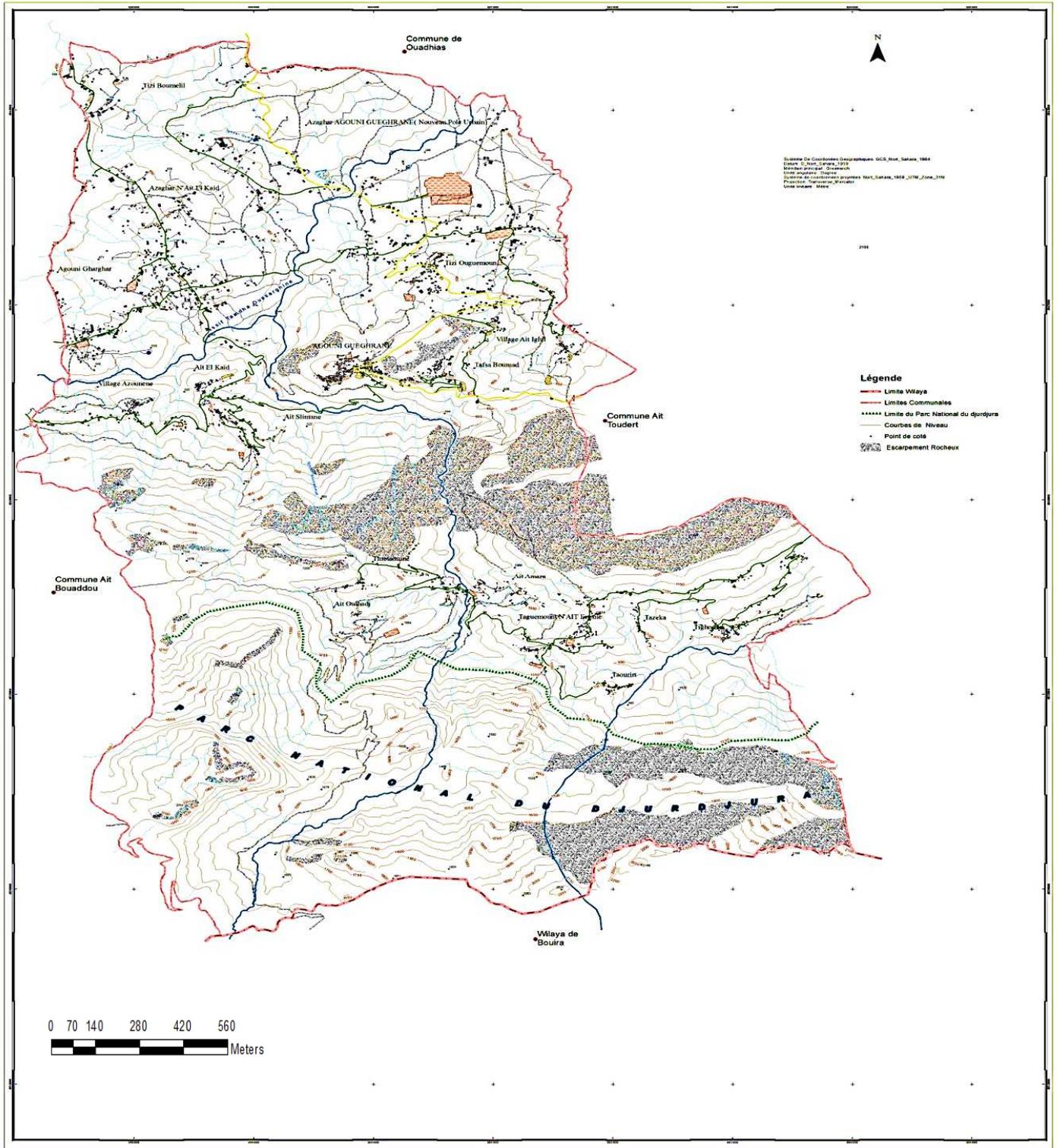
## **1.2. CARACTERISTIQUES DU MILIEU PHYSIQUE**

Il est impératif d'analyser les données relatives au milieu physique, notamment celles liées au relief, pente, géologie, hydrologie ...etc. pour déterminer les contraintes d'urbanisation et mieux gérer tout développement en matière d'aménagement et d'urbanisme.

### **1.2.1. Situation topographique**

La topographie dans la commune d'Agouni gueghrane se caractérise par l'existence de trois ensembles topographiques distincts dont l'aspect montagneux est dominant, du fait qu'elle fait partie du grand massif Kabyle (voir la figure 1.2).

- Une zone de plaine occupe la partie Nord de la commune dont l'altitude est inférieure à 700m, son étendue est environ 810 ha soit 25,88% de la superficie totale.
- Une zone de piémont centrale dans laquelle se localisent l'agglomération chef-lieu et certains villages dont l'altitude est comprise entre 700m et 1000m.
- Une zone représentée par les montagnes du massif du Djurdjura dont l'altitude est comprise entre 1000m à 1500m et plus au sud de la commune. [1]



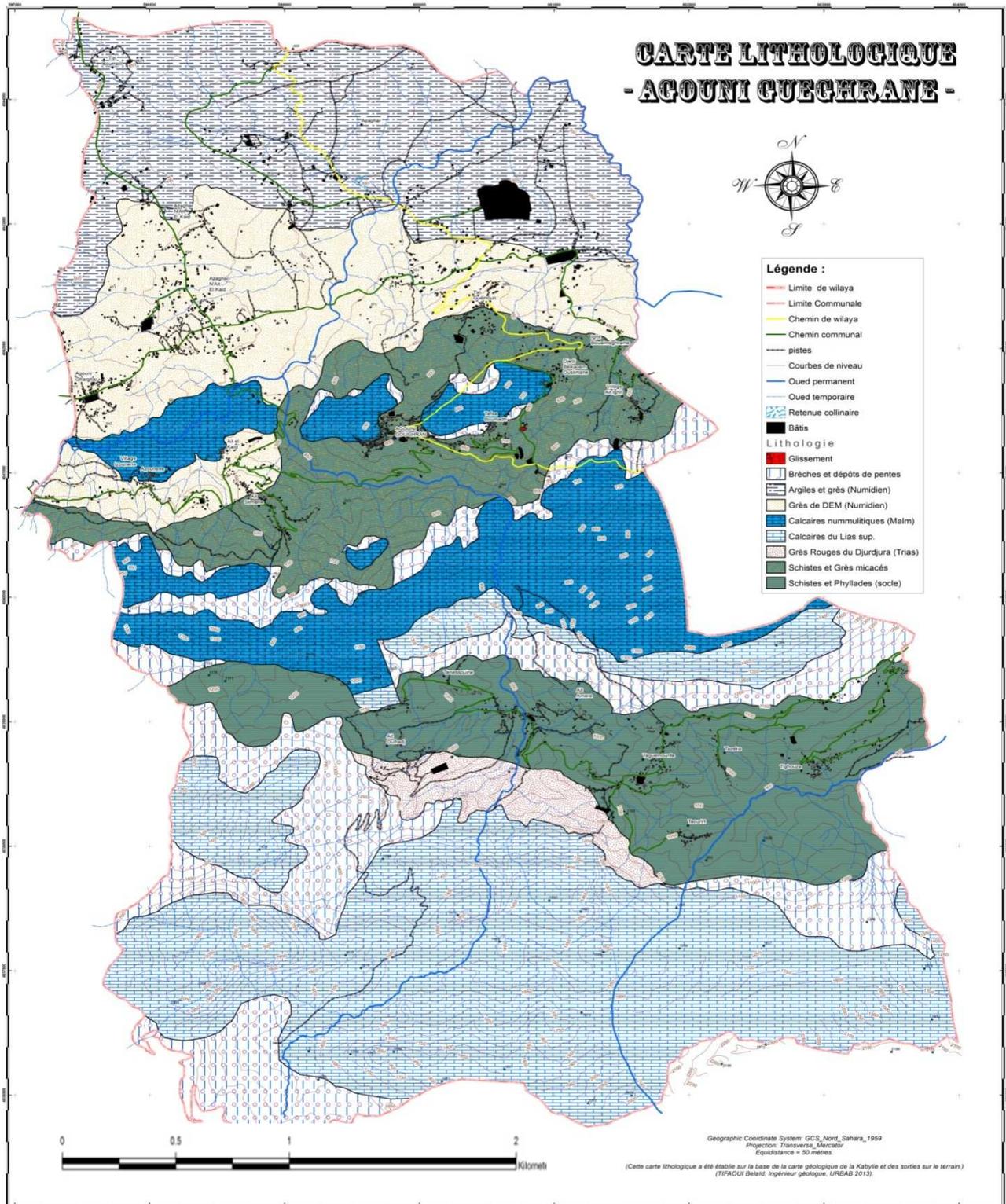
Source : APC d'Agouni Gueghrane

Figure 1.2 : Situation topographique

### 1.2.2. Situation géologique

Le sol de la région d'Agouni gueghrane est essentiellement formé par :

- **Des alluvions** : qui se concentrent au niveau des lits des oueds en petites quantités, vu l'emplacement de ces derniers par rapport aux sources d'eaux.
- **Les argiles et grès** (Numidien inférieur) : cette formation constitue le sommet de la dépression sédimentaire de Draa-El-Mizan et de Boghni. C'est une puissante assise d'argile brunes et verdâtres, feuilletées de petits lits de grès, couvrant un substratum marneux bleu-grisâtre.
- **La Dorsale calcaire** : c'est une partie rocheuse qui occupe de grandes surfaces. Elle est constituée principalement par deux rangés de calcaires, où on retrouve une formation triasique représentée par **les grès rouges du Djurdjura** qui affleurent au sud du village d'Ait irguene.
- **Les schistes et grès micacés et quartzites** : Ils occupent une large bande aux environs du chef-lieu de la commune. Les quartzites se présentent sous forme de roche compacte à cassure conchoïdale. Elles sont de nature siliceuse, constituées de cristaux de quartz intimement soudés, souvent dentelés et engrenés.
- **Les schistes et phyllades** : qui constituent le socle métamorphique. Ces terrains proviennent du métamorphisme d'une argile après un long processus, sous l'action de la pression et de la température qui finit par créer un feuilletage régulier en plans parallèles aboutissant à la formation des schistes et des phyllades (voire la figure I.3).[1]



Source : APC d'Agouni Guehrane

Figure 1.3 : Situation géologique

### 1.2.3. Situation climatique

Le climat dans la commune d'Agouni gueghrane est typiquement méditerranéen à caractère montagneux. Il est conditionné par la nature du relief et caractérisé par une morphologie nuancée voire contrastée. Ce climat est sec et chaud en été, froid et pluvieux en hiver.

#### 1.2.3.1. La pluviométrie

Les pluies sont moyennement abondantes et se concentrent sur quelques mois de l'année. En fait, la commune en question se situe dans la séquence bioclimatique humide dont la pluviométrie moyenne est de plus de 700mm par an.

Selon la carte des précipitations annuelles moyennes des massifs des monts du Djurdjura, la commune d'Agouni gueghrane est classée dans la catégorie de 900 à 1000mm.

Les précipitations se caractérisent par leurs torrentialités et leurs irrégularités qui engendrent un fort écoulement de surface induisant une très forte érosion.

**Tableau 1.1 : précipitations moyennes mensuelles et annuelles en (mm)**

Année	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC	Moyenne
2002	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>
2003	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>
2004	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>
2005	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>
2006	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>
2007	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>
2008	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>
2009	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>
2010	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>
2011	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>
2012	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>

Source : O.N.M de Boukhalfa

D'après les données recueillies auprès de l'ONM relatives à la commune d'Agouni gueghrane on relève les données principales suivantes :

-Les précipitations les plus élevées sont enregistrées aux mois de Novembre, Décembre et Janvier, qui caractérisent la saison hivernale par contre, les précipitations les plus basses correspondent aux mois de Juillet et Aout qui marquent la saison estivale.

### 1.2.3.2. La température

L'analyse des données climatiques mesurées à la station météorologique de la ville de Tizi-Ouzou pendant la période 2002 -2012, permet d'évaluer les températures moyennes mensuelles.

**Tableau 1.2: Températures moyennes mensuelles et annuelles en C°**

Année	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	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	<b>18,9</b>
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	<b>18,6</b>
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	<b>18,1</b>
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	<b>17,6</b>
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	<b>19,1</b>
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	<b>18,2</b>
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	<b>18,5</b>
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	<b>31,0</b>
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	<b>17,2</b>
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	<b>18,6</b>
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	<b>18,6</b>
<b>Moy.</b>	<b>10,4</b>	<b>10,7</b>	<b>13,5</b>	<b>15</b>	<b>19,6</b>	<b>24,6</b>	<b>27,8</b>	<b>26,3</b>	<b>24</b>	<b>20,3</b>	<b>14,6</b>	<b>12</b>	<b>178</b>	<b>21,4</b>

Source : O.N.M .de Boukhalfa

Les températures moyennes saisies à partir des stations de Tizi-Ouzou varient entre 09.15C°, et 29.21C°, leurs fluctuations dépendent de la morphologie des terrains.

Les températures minimales atteignent 10,4 C° au mois de janvier, tandis que les températures maximales dépassent 27,8C° au mois de juillet.

Le mois le plus froid est le mois de janvier, avec 10,4 C°, tandis que, le mois le plus chaud est celui de juillet avec 27,8 C°.

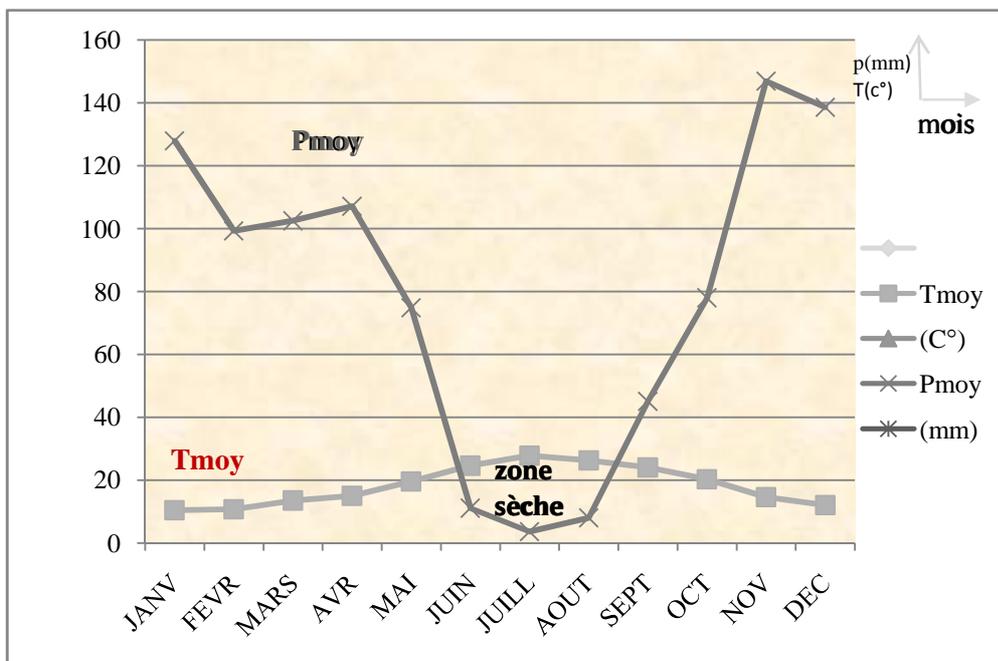
### 1.2.3.3. Diagramme ombrothermique

Ce diagramme permet de caractériser l'intensité et l'importance de la période sèche. En abscisses sont portés les mois successifs de l'année et en ordonnées, sur l'axe des ordonnées sont portées les précipitations (p) en (mm) et les températures (T) en (C°) respectivement à droite et à gauche, de telle façon que l'échelle des précipitations soit le double de celle des températures :  $P=2T$ .

La saison sèche se détermine quand la courbe (p) est au-dessous de la courbe (T).

**Tableau. 1.3 : Températures et pluviométries interannuelles**

Années	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC	Tot	Moy
Tmoy (C°)	10,4	10,7	13,5	15	19,6	24,6	27,8	26,3	24	20,3	14,6	12	178	21,4
Pmoy (mm)	127,9	99,3	102,5	107,08	74,8	11,09	3,65	8,01	45,08	78,01	146,9	138,6	943 ,91	78,57



**Figure 1.4 : Diagramme ombrothermique**

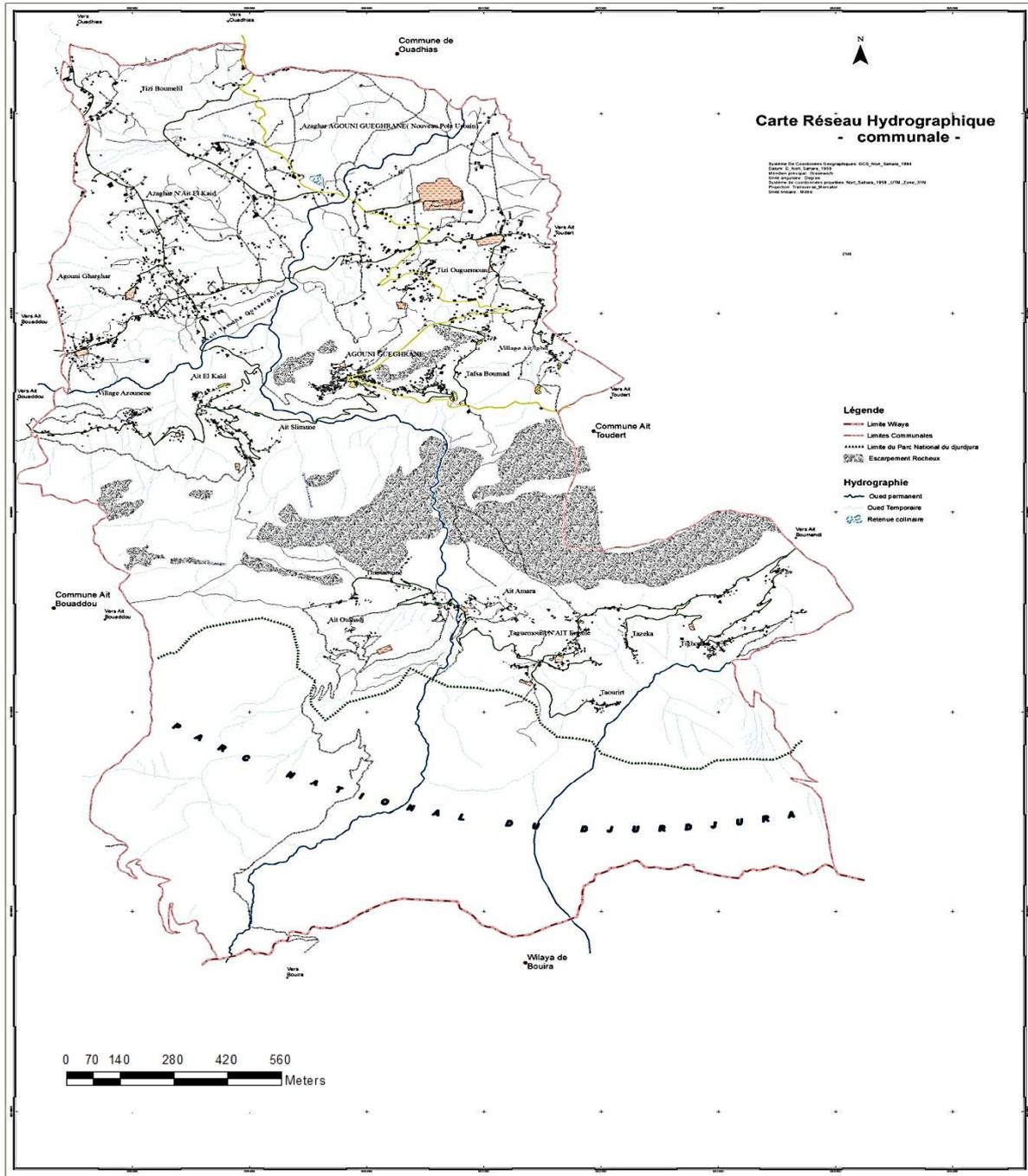
L'analyse du graphe montre que la région est caractérisée par deux saisons :

- Une saison chaude allant du mois de juin au mois de septembre.
- Une saison froide allant du mois d'octobre au mois de mai.

#### 1.2.4. Réseau hydrographique

Vu la topographie accidentée du territoire, la commune d'Agouni Gueghrane est traversée par un très important réseau hydrographique, constitué par de denses ruissèlements qui prennent naissance sur les hauteurs du Djurdjura, au Sud de la commune, se déversant dans tous les sens Est, Ouest et Nord, dans d'importants oueds, Assit Tamdh aoussarghi, Tassift Aghalladh, Assif Tamdha, ainsi que des Oueds temporaires tel que Ighzer Bouhammad, Ighze r Oumalou,....etc.

Ces oueds constituent principalement les limites communales Est et Ouest. Ces derniers se jettent dans le Sébaou .[1]



Source : APC d'Agouni Gueghrane

**Figure 1.5 : Réseau hydrographique**

### 1.2.5. Couvert végétal

Bien que la commune bénéficie de précipitations abondantes, lesquelles constituent un véritable atout pour le développement d'un couvert de végétation naturelle, il est à signaler que les caractéristiques physico-climatiques du Sud de la commune, imposent des conditions très contraignantes pour le couvert végétal, et ce, vu la composition rocheuse du terrain et l'importance de la période d'étalement de la neige qui dépasse les six mois/an.

### 1.2.6. Environnement

La commune d'Agouni Gueghrane dispose de 06 décharges non contrôlées identifiées qui génèrent environ 5-6 Tonnes /Jour de déchets ménagers et assimilés. Ces décharges non contrôlées dites sauvages situées soit en bordure talweg, oued, routes (chemin de wilaya, chemins communaux), pistes, sentiers ou à l'intérieur des agglomérations villageoises, constituent des sources de pollutions qui peuvent engendrer des risques considérables pour la santé et la salubrité publiques et peuvent constituer des foyers d'incendies imprévisibles et incontrôlables en périodes des grandes chaleurs.

Dans le cadre du programme d'éradication des décharges sauvages non contrôlées établi par la direction de l'environnement de la Wilaya de Tizi-Ouzou, il est prévu la réalisation d'une décharge contrôlée pour recevoir les déchets générés quotidiennement au niveau de cette commune. De même pour les 10 rejets des huileries recensées qui se déversent à ciel ouvert sans aucun traitement vers les talwegs, lesquels constituent aussi une source de pollution des sols et un risque non négligeable pour la santé publique.

### 1.2.7. Cadre géotechnique

On peut distinguer deux grandes zones, l'une est représentée par les terrains rocheux qui sont en général des sols à bonne portance et l'autre représentée par les formations de la dépression sédimentaire à faible portance et à caractère gonflant. A ce stade, la synthèse des rapports d'études géotechniques a révélé des résistances moyennes à la pointe des faciès traversés qui sont comme suit :

- Très bonne dans les terrains calcaro-gréseux ( $\square$  4 bars à 8m).
- Bonne dans les terrains schisteux sains ( $\square$  2 bars).
- Moyennement bonne dans les éboulis et dépôts de pente ( $\square$  0,5 bars).
- Moyennement bonne pour les argiles (0,5 bars à 2 bars) et les marnes  $\square$  2 bars.
- Faible au niveau des argiles altérées et des remblais.

Le caractère plus au moins médiocre de dépôts de pentes et d'éboulis et le relief accidenté, favorisent l'instabilité des talus (chute de pierres, glissement de terrains). De ce fait, la route menant du chef-lieu vers le village Ait-El-Kaid, stabilisé par des gabions.

Suite au mauvais drainage et au mauvais terrassement, le village de Tafssa Boumadh connaît un glissement de terrain schisteux sous le poids d'une bâtisse qui due subir d'importants dégâts.

### 1.2.8. Cadre sismique

D'après le règlement parasismique Algérienne (RPA), revu et corrigé en 2003 après le dernier séisme qui a eu lieu le 21/05/2003 dans la région de Boumerdes, notre périmètre d'étude se situe dans une zone classée en zone IIA (zone à sismicité moyenne). A cet effet, tout projet ou infrastructure à réaliser doit être établi en prenant en considération les recommandations du règlement parasismique Algérien modifié et complété. [1]

## 1.3. SITUATION SOCIO-ECONOMIQUE

### 1.3.1. Données démographiques

Tableau 1.4: Disposition de la population selon le RGPH

Type d'agglomération	Population RGPH 2008	taux d'accroissement
Agglomération chef-lieu	1764	0,15
Agglomération secondaire	3636	0,15
Zones éparses	3022	0,15
<b>Total</b>	<b>8422</b>	<b>0,15</b>

Source : ONS (RGPH 2008)

D'après les données du dernier recensement de 2008, la population communale a enregistré un taux d'accroissement de 0,15%, qui est estimé à 8422 habitants.

### 1.3.2. Potentialités économiques de la commune

#### 1.3.2.1. Secteur agricole

L'activité économique la plus dominante et qui peut jouer un rôle dans le développement de la commune d'Agouni Gueghrane est l'agriculture.

La surface agricole totale est de 2582 ha soit 63.71 % de la surface totale. La surface agricole utile (SAU) représente 830.5 ha soit 32.17% de la (SAT).

### **1.3.2.2. Les potentialités hydriques**

Ajoutant aux oueds et cours d'eau qui traverse le territoire de la commune, un nombre important de sources sont recensées tels que, les sources FATOU, TINZART AIT REGANE, THALA KHELIL, BOUADHOU, AIT IGHIL, et AIT SLIMANE

### **1.3.2.3. Le tourisme**

La situation géographique de la commune sur les hauteurs de Djurdjura lui offre une vocation riche et durable, notamment dans le domaine du tourisme, rehaussée par le classement d'une grande partie du sud du territoire communal en parc national du Djurdjura. Ce dernier, intègre des portions du territoire de deux wilayas Bouira et TiziOuzou.

Connu comme site touristique d'intérêt national pour le Ski, la randonnée pédestre, la spéléologie, la découverte, le Djurdjura présente un grand potentiel du point de vue de développement du tourisme, et l'accent est mis sur la promotion du tourisme rural.

### **1.3.2.4. L'industrie**

Le secteur industriel n'est pas développé dans la commune en question, il se limite à une unité industrielle d'eau minéral naturelle (Lalla Khedidja), de petites unités artisanales et aux huileries liées à l'activité dominante qui est l'oléiculture. Le nombre d'huileries à l'échelle communale est de huit (08) dont une traditionnelle.

### **1.3.2.5. Commerces et services**

Il existe plusieurs sortes de commerces et de services de proximité pour répondre aux besoins immédiats de la population.[1]

## **1.4. RESEAU ROUTIER**

En termes de routes, la commune d'Agouni Gueghrane est traversée par un réseau routier dense qui permet l'accessibilité, les échanges et les transits aux différents villages qui sont comme suit :

- ✓ CW 11 : Il prend naissance à partir de la RN 30 au Nord, pour relier à la commune d'Agouni Gueghrane à la commune des Ouadhias et à la commune d'Ait Toudert à Est. Il longe un linéaire de 16 Km qui est en moyen état.
- ✓ **Chemins communaux** : Ils totalisent un linéaire de 98.40 Km dont 64.10 Km sont revêtus.

D'autre part, les chemins vicinaux et les pistes qui relient le chef-lieu à ses agglomérations secondaires sont absolument à améliorer.[1]

## **1.5. RESEAUX D'AEP EXISTANT**

### **1.5.1. Chef-lieu**

Le chef-lieu d'Agouni gueghrane est alimenté à partir du réservoir R100 m<sup>3</sup> de Tafssa Boumadh

### **1.5.2. Agglomération secondaires**

- Le village Ait el kaid est alimenté à partir du réservoir R500m<sup>3</sup> qui se trouve dans l'enceinte du village, (ce dernier est alimenté à partir d'une source qui se situe d'hors de la région d'étude)
- Le village Ait slimane est alimenté à partir du réservoir R100 m<sup>3</sup> qui se trouve dans l'enceinte même du village.
- Le village Azounene est alimenté à partir du réservoir R100 m<sup>3</sup> qui se trouve dans l'enceinte du village.
- Le village Taguement N'Ait Ergane est alimenté à partir du réservoir R500 m<sup>3</sup>, à l'intermédiaire de la station de pompage N'Ait amara.

### **1.5.3. Zone éparses**

- Les villages Ait oulhadj et Tighouza sont alimentés à partir du réservoir R50m<sup>3</sup> qui se situe dans chaque région.
- Le village Ait ighil est alimenté à partir du réservoir R300m<sup>3</sup>, par l'intermédiaire d'une station de pompage. [1]

## **1.6. RESEAUX D'ASSAINISSEMENT EXISTANT**

### **1.6.1 Eaux usées**

La commune d'Agouni Gueghrane ne dispose pas d'un schéma directeur pour l'évacuation des eaux usées, par contre chaque village à son propre réseau dont la plupart sont vétustes. Tous les rejets se font à ciel ouvert sans aucun traitement au préalable.

### **1.6.2 Eaux pluviales**

S'agissant d'une commune rurale, les eaux pluviales sont évacuées dans des fossés, pour se déverser ensuite dans des Oueds.[1]

## **1.7. CONCLUSION**

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

Ces données de base, nous procurent une bonne conception pour l'élaboration de ce projet, concernant l'étude du dimensionnement et du raccordement de la chaîne d'adduction en eau potable de la commune d'Agouni Gughrane, et nous permettent aussi de cerner toutes les difficultés d'ordre technique qui peuvent survenir au cours ou après sa réalisation.



## INTRODUCTION

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable à différents horizons.

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération exige d'utiliser des normes préétablies pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité du consommateur (agent, élève, lit, ...etc.).

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

### 2.1. SITUATION DEMOGRAPHIQUES ET BESOINS EN EAU DE LA POPULATION

La commune d'Agoun igueghrane comptait au dernier recensement de Février 2014 environ 9478 habitants, répartie sur les villages sur comporte la commune.

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

$$P_n = p_0 (1 + T)^n$$

Avec :

$P_n$  : La population à l'horizon d'étude ;

$P_0$  : La population de l'année de référence (2008);

$T$  : Taux d'accroissement naturel de la population en %, pris égale à 1,5 %, donné par la DHW de Tizi-Ouzou.

$n$ : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon de calcul.

Les horizons de calcul sont :

- Court terme : 2024 (une durée de 10 ans).
- Moyen terme: 2034 (une durée de 20 ans).
- Long terme : 2044 (une durée de 30 ans).

L'évolution de la population de La commune d'Agouni gueghrane, pour les trois horizons considérés est représentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.1 : Estimation de la population des villages d'Agouni gueghrane

Villages	Nbre d'habitant (2008)	Nbre habitants (2014)	Nbre habitants (2024)	Nbre habitants (2034)	Nbre habitants (2044)
<b>ACL (Aguouni gueghrane)</b>	1374	1503	1744	2024	2349
<b>Nouveau pole</b>	400	438	508	589	684
<b>Tafssa Boumad</b>	709	776	900	1045	1212
<b>Taurirt</b>	107	117	136	158	183
<b>Ait Ighil</b>	185	203	235	273	317
<b>Ait El Kaid</b>	350	383	445	516	599
<b>Ait Slimane</b>	235	257	299	346	402
<b>Azounene</b>	430	471	546	634	735
<b>Ait Ergene</b>	593	649	753	874	1014
<b>Ait Elhadj</b>	162	178	206	239	277
<b>Azaghar N'Ait El Kaid</b>	730	848	985	1144	1328
<b>Tiziouguemoun</b>	831	965	1120	1300	1509
<b>Tinessouine</b>	296	344	400	465	540
<b>Tazeka</b>	254	295	343	399	464
<b>Ait Amara</b>	635	737	856	994	1154
<b>Tighouza</b>	391	454	527	612	711
<b>Aguouni gherghar</b>	437	508	590	685	795
<b>TiziBoumelil</b>	303	352	409	475	552
<b>TOTAL</b>	<b>8422</b>	<b>9478</b>	<b>11002</b>	<b>12772</b>	<b>14825</b>

Source : APC d'AgouniGueghrane

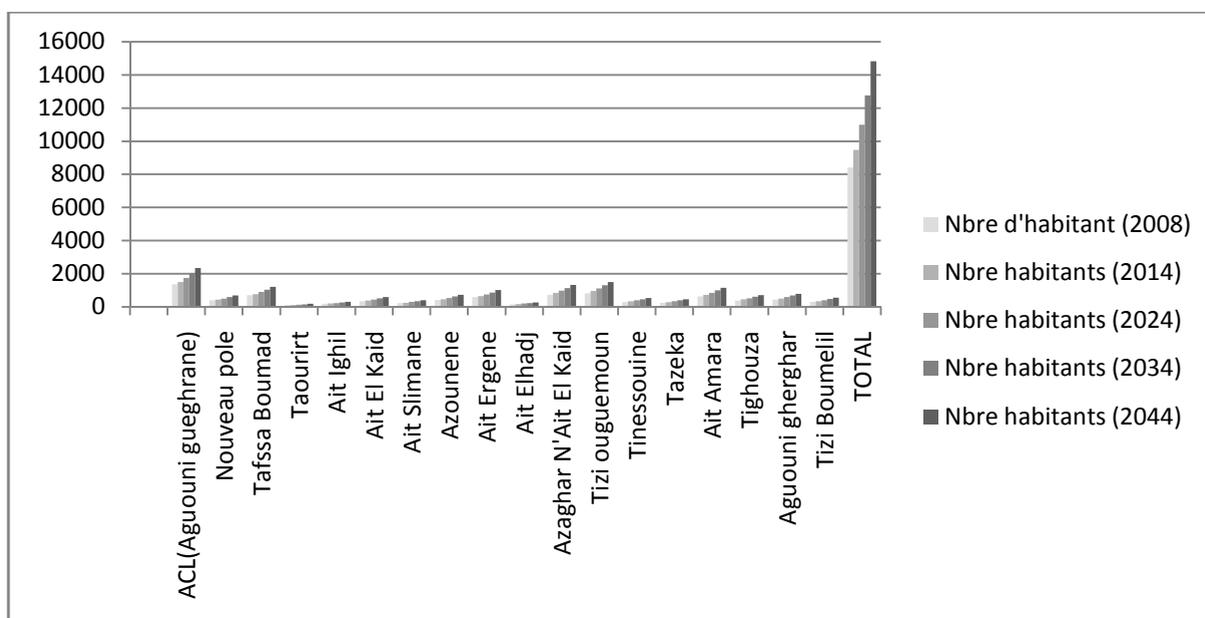


Figure 2.1 : évolution de la population aux différents horizons

## 2.2. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DE LA POPULATION

On sait que les besoins en eau d'une agglomération ne sont pas constants ils changent d'une année à une autre, d'un mois à un autre, et aussi d'une heure à une autre, on peut noter que la variation des besoins dépend du mode de vie de la population et de leur norme.

### 2.2.1. Dotation

La dotation notée (dot) est la norme de consommation définie comme étant la quantité Quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ses différents besoins à savoir la boisson, la douche et le ménage ...etc. [2]

L'évaluation de cette quantité d'eau dépend de nombreux paramètres, tels que : le type de l'agglomération, type et le degré d'équipements, la catégorie du consommateur...etc.

Nous pouvons donner à titre indicatif quelques dotations généralement adoptées. [3]

➤ **Communes rurales** (Agglomération de moins de 2000 habitants)

Forfaitement : 125 l/j/ hab. (200 l/j/hab., si l'élevage est intensif).

➤ **Distributions urbaines** (Commune de plus de 2000 habitants).

- Villes de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 l/j/hab.

- Villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 l/j/hab.

- Villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 l/j/hab.

Notre région est classée dans la catégorie <20 000 habitants. Pour cette raison une dotation de 150 l/j/hab. sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population de la commune d'Agouni gueghrane, à court et à long terme.

### 2.2.2. Consommation moyenne journalière

Elle représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres équipements pendant une journée. Elle est exprimée par la relation suivante :

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

Avec :

Q moy.j : Débit moyen journalier en [m<sup>3</sup>/j].

D : Dotation (l/j/habitant).

N : Nombre d'habitants.

### **2.2.3. Différents types de besoins**

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

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

- Les besoins domestiques.
- Les besoins scolaires.
- Les besoins du cheptel.
- Les besoins socioculturels.
- Les besoins sanitaires.
- Les besoins municipaux.
- Les besoins industriels.
- Les besoins commerciaux.

2.2.3.1. Besoins domestiques

Tableau 2.2 : Besoins domestiques d'Agouni gueghrane

Villages	Nbrehab. (2008)	Nbre hab. (2014)	Nbre hab. (2024)	Nbre hab. (2034)	Nbrehab.( 2044)	Dotation (l/j/hab)	Con moy. j (m³/j)				Con moy. j (l/s)				
							2014	2024	2034	2044	2014	2024	2034	2044	
ACL(Aguounig ueghrane)	1374	1503	1744	2024	2349	150	225	262	303,6	352,4	2,61	3,03	3,51	4,08	
Nouveau pole	400	438	508	589	684		65,7	76,2	88,35	102,6	0,76	0,88	1,02	1,19	
TafssaBoumad	709	776	900	1045	1212		116	135	156,8	181,8	1,35	1,56	1,81	2,1	
Taurirt	107	117	136	158	183		17,6	20,4	23,7	27,45	0,2	0,24	0,27	0,32	
Ait Ighil	185	203	235	273	317		30,5	35,3	40,95	47,55	0,35	0,41	0,47	0,55	
Ait El Kaid	350	383	445	516	599		57,5	66,8	77,4	89,85	0,66	0,77	0,9	1,04	
Ait Slimane	235	257	299	346	402		38,6	44,9	51,9	60,3	0,45	0,52	0,6	0,7	
Azounene	430	471	546	634	735		70,7	81,9	95,1	110,3	0,82	0,95	1,1	1,28	
Ait Ergene	593	649	753	874	1014		97,4	113	131,1	152,1	1,13	1,31	1,52	1,76	
Ait Elhadj	162	178	206	239	277		26,7	30,9	35,85	41,55	0,31	0,36	0,41	0,48	
Azaghar N'Ait El Kaid	730	848	985	1144	1328		150	127	148	171,6	199,2	1,47	1,71	1,99	2,31
Tziouguemoun	831	965	1120	1300	1509	145		168	195	226,4	1,68	1,94	2,26	2,62	
Tinessouine	296	344	400	465	540	51,6		60	69,75	81	0,6	0,69	0,81	0,94	
Tazeka	254	295	343	399	464	44,3		51,5	59,85	69,6	0,51	0,6	0,69	0,81	
Ait Amara	635	737	856	994	1154	111		128	149,1	173,1	1,28	1,49	1,73	2	
Tighouza	391	454	527	612	711	68,1		79,1	91,8	106,7	0,79	0,91	1,06	1,23	
Agounighergh ar	437	508	590	685	795	76,2		88,5	102,8	119,3	0,88	1,02	1,19	1,38	
TiziBoumelil	303	352	409	475	552	52,8		61,4	71,25	82,8	0,61	0,71	0,82	0,96	
<b>TOTAL</b>	<b>8422</b>	<b>9478</b>	<b>11002</b>	<b>12772</b>	<b>14825</b>	<b>150</b>		<b>1422</b>	<b>1650</b>	<b>1916</b>	<b>2224</b>	<b>16,5</b>	<b>19,1</b>	<b>22,2</b>	<b>25,7</b>

D'après le tableau ci-dessus, la consommation domestique moyenne des villages d'Agouni gueghrane est de 25,71/s à l'horizon (2044).

### 2.2.3.2. Besoins scolaires

**Tableau 2.3: Besoins scolaires**

Villages	Etablissements	Nombre	Effectif élèves	Dotation (l/J/élève)	Con j(m <sup>3</sup> /j)	Con j (l/s)
<b>ACL(Agounigueghrane)</b>	Ecole primaire	2	218	20	4,36	0,050
<b>Ait El Kaid</b>	Ecoleprimaire	1	138	20	2,76	0,031
<b>Ait Ergane</b>	Ecoleprimaire	1	115	20	2,3	0,026
	Ecole fondamentale	1	220	30	6,6	0,076
<b>Nouveau pôle urbain</b>	Ecole fondamentale	1	200	20	4	0,046
	Crèche	1	100	22	2,2	0,025
	Ecolesecondeaire	1	500	50	25	0,289
<b>Azaghare N'Ait El kaid</b>	Ecoleprimaire	1	210	20	4,2	0,048
	Crèche	1	100	22	2,2	0,025
<b>Tiziouguemoun</b>	Ecoleprimaire	1	200	20	4	0,046
	Ecole fondamentale	1	220	30	6,6	0,076
<b>TafssaBoumad</b>	Ecoleprimaire	1	140	20	2,8	0,032
<b>Ait Amara</b>	Ecoleprimaire	1	120	20	2,4	0,027
<b>Tighouza</b>	Crèche	1	90	22	1,98	0,022
	Ecoleprimaire	1	110	20	2,2	0,025
<b>Total</b>	/	<b>16</b>	<b>2681</b>	/	<b>73,6</b>	<b>0,851</b>

Source: APC d'Agouni gueghrane

2.2.3.3. Besoins socioculturels

Tableau 2.4 : Besoins socioculturels

Villages	Désignation	Nombre	Effectif	Dotation (l/J/hab)	Con j (m³/j)	Con j (l/s)
ACL(Agounigueghrane)	Mosquée	1	250	120	30	0,347
	Stade	1	3000	4	12	0,138
Nouveau pôle urbain	Foyer de jeune	1	200	15	3	0,034
	Aire de jeux	1	200	15	3	0,034
	Piscine	1	/	10000 (l/j/centre)	10	0,115
	Salle de sport type II	1	120	60	7,2	0,083
TafsaBoumad	Mosquée	1	90	120	10,8	0,125
Azaghare N'Ait El Kaid	Salle de sport	1	100	60	6	0,069
	Salle polyvalente	1	60	15	0,9	0,010
	Bibliothèque	1	120	20	2,4	0,027
	CFPA	1	300	30	9	0,104
	Salle de cinéma	1	130	15	1,95	0,022
	Salle omnisport	1	80	60	4,8	0,055
	Aire de jeux	1	200	15	3	0,034
	Mosquée	1	250	120	30	0,347
Ait El kaid	Mosquée	1	100	120	12	0,138
Ait Slimane	Stade	1	420	4	1,68	0,019
	Mosquée	1	80	120	9,6	0,111
Azounene	Mosquée	1	80	120	9,6	0,111
Tiziougemoun	Auberge de jeux	1	150	15	2,25	0,026
	Mosquée	2	200	120	24	0,277
Ait Ergane	Mosquée	1	200	120	24	0,277
Tighouza	Mosquée	2	200	120	24	0,277
Ait El Hadje	Stade	1	400	4	1,6	0,018
<b>Total</b>	/	<b>26</b>	/	/	<b>242,78</b>	<b>2,809</b>

Source: APC d'Agouni gueghrane

2.2.3.4. Besoins sanitaires

Tableau 2.5: Besoins sanitaires

Villages	Désignation	Nombre	Effectif	Dotation (l/J/hab)	Con j (m³/j)	Con j (l/s)
ACL (Agounigueghrane)	Centre de santé	1	15	60	0,9	0,01
Nouveau pole urbain	Maternité	1	160	150	24	0,277
Azaghare N'Ait El kaid	Salle de soins	1	30	20	0,6	0,006
Ait Ergane	Maternité	1	100	150	15	0,173
<b>Total</b>	/	<b>4</b>	<b>305</b>	/	<b>40,5</b>	<b>0,466</b>

Source: APC d'Agouni gueghrane

2.2.3.5. Besoins municipaux

Tableau 2.6: Besoins municipaux

Villages	Désignation	Nombre	Effectif	Dotation (l/J/hab)	Con j (m <sup>3</sup> /j)	Con j (l/s)
<b>ACL(Agouniguehrane)</b>	Poste	1	10	10	0,1	0,001
	APC	1	20	15	0,3	0,003
<b>Nouveau pôle urbain</b>	Siege d'APC	1	20	15	0,3	0,003
	Gendarmerie	1	60	80	4,8	0,055
	Parc communal	1	5	15	0,075	0,0008
	Agence Postale	1	10	15	0,15	0,001
<b>Azaghar N'Ait El Kaid</b>	Protection civil	1	50	50	2,5	0,028
<b>Total</b>	/	<b>7</b>	<b>175</b>	/	<b>8,225</b>	<b>0,095</b>

Source: APC d'Agouniguehrane

2.2.3.6. Besoins du cheptel

Tableau 2.7: Besoins du cheptel

villages	désignation	Nombre têtes	Dotation (l/j/têtes)	Cons moy (m <sup>3</sup> /j)	Cons moy (l/s)
<b>ACL (Aguounigueghran)</b>	Bovins	200	50	10	0,115
	Ovins	300	5	1,5	0,017
	Caprins	200	5	1	0,011
	Equins	17	5	0,085	0,000
	Poulet de chair	20000	1	20	0,231
	Poulet de ponte	1200	1	1,2	0,013
<b>Azaghare N'Ait El Kaid</b>	Bovins	190	50	9,5	0,109
	Ovins	420	5	2,1	0,024
	Caprins	180	5	0,9	0,010
	Equins	10	5	0,05	0,0005
	Poulet de chair	30000	1	30	0,347
	Poulet de ponte	1000	1	1	0,011
<b>Nouveau pôle urbain</b>	Bovins	430	50	21,5	0,248
	Ovins	680	5	3,4	0,039
	Caprins	190	5	0,95	0,010
	Equins	20	5	0,1	0,001
	Poulet de chair	35000	1	35	0,405
	Poulet de ponte	1000	1	1	0,011
<b>Azounene</b>	Bovins	290	50	14,5	0,167
	Ovins	740	5	3,7	0,042
	Caprins	200	5	1	0,011
	Equins	23	5	0,115	0,001
	Poulet de chair	38000	1	38	0,439
	Poulet de ponte	1600	1	1,6	0,018
<b>Total</b>	/	<b>131890</b>	/	<b>198,2</b>	<b>2,293</b>

Source : Subdivision agricole Ouadhias

2.2.3.7. Besoins industriels

Tableau 2.8: Besoins industriels

Villages	désignation	Nombre	Dotation (l/j)	Cons moy (m <sup>3</sup> /j)	Cons moy (l/s)
ACL(Agouniguehrane)	huileries	2	15000	30	0,347
Azaghar N'Ait El Kaid	huilerie	3	15000	45	0,520
Tiziougumoun	huilerie	1	15000	15	0,173
Nouveau pôle urbain	huilerie	1	15000	15	0,173
Tighouza	huilerie	1	15000	15	0,173
<b>Total</b>	/	<b>8</b>	<b>15000</b>	<b>120</b>	<b>1,388</b>

Source: APC d'Agouniguehrane

2.2.3.8. Besoins commerciaux

Tableau 2.9: Besoins commerciaux

Villages	désignation	Nombre d'unité	Dotation (l/j)	Cons moy (m <sup>3</sup> /j)	Cons moy (l/s)
Azaghar N'Ait El Kaid	Centre commercial	2	100	0,2	0,002
	Station de service(25Voitures)	1	180 (l/Voiture)	4,5	0,052
Tiziougumoun	Station de service(20Voitures)	1	180 (l/Voiture)	3,6	0,041
Nouveau pôle urbain	Hôtel	100 lit	80 (l/j/lit)	8	0,092
<b>Total</b>	/	/	/	<b>16,3</b>	<b>0,188</b>

Source: APC d'Agouniguehrane

2.2.3.9. Récapitulation de la consommation moyenne journalière

Tableau 2.10: Récapitulatif de la consommation moyenne journalière

Villages	Horizon 2024		Horizon 2034		Horizon 2044	
	Cons moy j (m <sup>3</sup> /j)	Cons moy j (l/s)	Cons moy j (m <sup>3</sup> /j)	Cons moy j (l/s)	Cons moy j (m <sup>3</sup> /j)	Cons moy j (l/s)
ACL (Aguouniguehrane)	373,445	4,322	415,045	4,803	463,845	5,368
Nouveau pôle	244,875	2,834	257,025	2,974	271,275	3,139
TafssaBoumad	148,6	1,719	170,4	1,972	195,4	2,261
Taourirt	20,4	0,236	23,7	0,274	27,45	0,317
Ait Ighil	35,3	0,408	40,95	0,473	47,55	0,550
Ait El Kaid	81,56	0,943	92,16	1,066	104,61	1,210
Ait Slimane	56,18	0,650	63,18	0,731	71,58	0,828
Azounene	150,415	1,740	163,615	1,893	178,815	2,069
Ait Erguene	160,9	1,862	179	2,071	200	2,314
Ait Elhadj	32,5	0,376	37,45	0,433	43,15	0,499
Azaghar N'Ait El Kaid	308,8	3,574	332,4	3,847	360	4,166
Tiziougoumoune	223,45	2,586	250,45	2,898	281,85	3,262
Tinessouine	60	0,694	69,75	0,807	81	0,937
Tazeka	51,5	0,596	59,85	0,692	69,6	0,805
Ait Amara	130,4	1,509	151,5	1,753	175,5	2,031
Tighouza	122,28	1,415	134,98	1,562	149,88	1,734
Aguouniguergbare	88,5	1,024	102,8	1,189	119,3	1,380
TiziBoumelil	61,4	0,710	71,25	0,824	82,8	0,958
<b>Total</b>	<b>2350,505</b>	<b>27,204</b>	<b>2615,505</b>	<b>30,272</b>	<b>2923,605</b>	<b>33,838</b>

2.3. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU EN TENANT COMPTE DES PERTES

Malgré le soin de construction et d'entretien le réseau d'alimentation en eau potable n'est jamais étanche. Selon la subdivision d'hydraulique de la daïra d'Ouadias le taux de fuite à long terme sera égal à 25% de la consommation.

L'estimation des besoins moyens journaliers tenant compte des pertes (25%) est illustrée dans le tableau ci-après:

**Tableau 2.11: Récapitulatif des besoins de la région d'Agouni gueghrane en eau en tenant compte des pertes de 25%.**

Villages	Horizon 2024		Horizon 2034		Horizon 2044	
	Cons moy j (m <sup>3</sup> /j)	Cons moy j (l/s)	Cons moy j (m <sup>3</sup> /j)	Cons moy j (l/s)	Cons moy j (m <sup>3</sup> /j)	Cons moy j (l/s)
ACL (Aguounigueghrane)	466,806	5,402	518,806	6,004	579,806	6,710
Nouveau pôle	306,093	3,542	321,281	3,718	339,093	3,924
TafssaBoumad	185,75	2,149	213	2,465	244,25	2,826
Taourirt	25,5	0,295	29,625	0,342	34,312	0,397
Ait Ighil	44,125	0,510	51,187	0,592	59,437	0,687
Ait El Kaid	101,95	1,179	115,2	1,333	130,762	1,513
Ait Slimane	70,225	0,812	78,975	0,914	89,475	1,035
Azounene	188,018	2,176	204,518	2,367	223,518	2,587
Ait Erguene	201,125	2,327	223,75	2,589	250	2,893
Ait Elhadj	40,625	0,470	46,812	0,541	53,937	0,624
Azaghar N'Ait El Kaid	386	4,467	415,5	4,809	450	5,208
Tiziouguemoune	279,312	3,232	313,062	3,623	352,312	4,077
Tinessouine	75	0,868	87,187	1,009	101,25	1,171
Tazeka	64,375	0,745	74,812	0,865	87	1,006
Ait Amara	163	1,886	189,375	2,191	219,375	2,539
Tighouza	152,85	1,769	168,725	1,952	187,35	2,168
Aguouniguerghare	110,625	1,280	128,5	1,487	149,125	1,725
TiziBoumelil	76,75	0,888	89,062	1,030	103,5	1,197
<b>Total</b>	<b>2938,131</b>	<b>34,006</b>	<b>3269,381</b>	<b>37,840</b>	<b>3654,506</b>	<b>42,297</b>

D'après le tableau ci-dessus, La consommation moyenne journalière totale de la région d'étude s'élève pour l'horizon 2044 à 3654,506 m<sup>3</sup>/j soit 42,297l/s.

#### 2.4. ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS

En raison de l'irrégularité de la consommation et les fuites dans le réseau, le débit exigé par ce dernier est soumis à plusieurs variations:

- **Variation horaire:** elle représente la variation la plus importante avec deux pointes au moment de la préparation des repas.
- **Variation journalière:** c'est la variation selon le jour de la semaine
- **Variation mensuelle:** elle est variable selon les villes touristiques ou pour les grandes villes.
- **Variation annuelle :** Elle est fonction du développement de la population et de l'hygiène. Dans la période actuelle, ce facteur est très important et il importe de faire une étude démographique très attentive pour chaque cas particulier.

Il est nécessaire d'affecter au débit moyen journalier des coefficients d'irrégularité permettant d'évaluer la consommation maximale et minimale afin de dimensionner le réseau d'adduction.

### 2.4.1. Variation de la consommation journalière

#### 2.4.1.1. Consommation maximale journalière « Q max.j »

Elle représente le débit du jour le plus chargé de l'année. Il s'agit en fait, d'une majoration de la consommation journalière de 10 à 30 %. Il est calculé par la formule suivante :

$$Q_{\max .j} = K_{\max .j} * Q_{\text{moy}.j}(\text{m}^3/\text{j})$$

$K_{\max .j}$ : Coefficient d'irrégularité journalière maximale tient compte de l'augmentation de la consommation individuelle, du gaspillage et d'éventuelles pertes dans le réseau, compris 1,1 et 1,3. Dans notre cas, nous optons pour  $K_{\max .j} = 1, 2$ .

Tableau 2.12 : Variation de la consommation maximal journalière

Villages	Horizon 2044		K max j	Horizon 2044	
	Cons moy j (m <sup>3</sup> /j)	Cons moy j (l/s)		Cons max j (m <sup>3</sup> /j)	Cons max j (l/s)
ACL (Aguouniguehrane)	579,806	6,710	1,2	695,767	8,052
Nouveau pôle	339,093	3,924		406,912	4,709
TafssaBoumad	244,25	2,826		293,1	3,392
Taurirt	34,312	0,397		41,175	0,476
Ait Ighil	59,437	0,687		71,325	0,825
Ait El Kaid	130,762	1,513		156,915	1,816
Ait Slimane	89,475	1,035		107,37	1,242
Azounene	223,518	2,587		268,222	3,104
Ait Erguene	250	2,893		300	3,472
Ait Elhadj	53,937	0,624		64,725	0,749
Azaghar N'Ait El Kaid	450	5,208		540	6,25
Tiziougemoune	352,312	4,077		422,775	4,893
Tinessouine	101,25	1,171		121,5	1,406
Tazeka	87	1,006		104,4	1,208
Ait Amara	219,375	2,539		263,25	3,046
Tighouza	187,35	2,168		224,82	2,602
Aguouniguerghare	149,125	1,725		178,95	2,071
TiziBoumelil	103,5	1,197		124,2	1,437
<b>Total</b>	<b>3654,506</b>	<b>42,297</b>			<b>4385,407</b>

### 2.4.1.2. Consommation minimale journalière «Q min.j»

Elle représente le débit du jour le plus chargé de l'année et peut être déterminée par la formule suivante:

$$Q_{\min .j} = K_{\min .j} * Q_{\text{moy.}j} (\text{m}^3/\text{j})$$

Avec:

$Q_{\min .j}$ : Coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9. (Dans notre cas, on opte pour:  $k_{\min .j} = 0,8$ )

**Tableau 2.13: Débit maximal et minimal journalier**

Villages	Horizons	Cons. moy. j		$K_{\max .j}$	Cons. max. j		$K_{\min .j}$	Cons. min. j	
		m3/j	l/s		m3 / j	l/s		m3 /j	l/s
d'Agouni gueghrane	2024	2938,131	34,006	1,2	3525,757	40,807	0,8	2350,504	27,204
	2034	3269,38	37,840	1,2	3923,256	45,408	0,8	2615,504	30,272
	2044	3654,506	42,297	1,2	4385,407	50,757	0,8	2923,604	33,838

### 2.4.1.3. Variation de la consommation horaire

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

$$Q_{\max .h} = K_{\max .h} * Q_{\text{moy.}j} / 24 \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

Où:

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

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

Avec:

$\alpha_{\max}$ : Coefficient tenant compte du niveau du confort et des équipements de l'agglomération compris entre 1,2 et 1,4. Dans notre cas, on opte pour  $\alpha_{\max} = 1,3$

$\beta_{\max}$ : Coefficient donné par un tableau en fonction de la taille de l'agglomération:

Nombre d'habitants	100	1500	2500	400	6000	10 000	20 000	30 000	100 000
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1
$\alpha_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7

Dans notre région d'étude, le nombre d'habitants est égal à 14825 habitants, compris entre 10 000 et 20 000. On procède alors à une interpolation :

Nous avons:

$$\begin{cases} 20\,000 - 10\,000 & \longrightarrow & 1,2 - 1,3 \\ 14825 - 10\,000 & \longrightarrow & \beta_{\max} - 1,3 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} 10\,000 & \longrightarrow & - 0,1 \\ 14825 & \longrightarrow & \beta_{\max} - 1,3 \end{cases}$$

Ce qui donne :  $\beta_{\max} - 1,3 = \frac{-0,1 \cdot 14825}{10\,000}$  et finalement :

$$\beta_{\max} = 1,15$$

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

$$\begin{aligned} K_{\max,h} &= \beta_{\max} \cdot \alpha_{\max} \\ &= 1,15 \cdot 1,3 = 1,49 \\ \Rightarrow K_{\max,h} &= 1,49 \end{aligned}$$

Le débit maximal horaire sera donc :

$$\begin{aligned} Q_{\max,h} &= K_{\max,h} \cdot (Q_{\max,j} / 24) \\ &= 1,49 \cdot (4385,407/24) \end{aligned}$$

$$Q_{\max,h} = 272,260 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

- **Calcul du débit de pointe**

Il correspond à la consommation de tout l'écoulement sur une durée donnée de la journée de plus forte consommation. Il est obtenu en affectant au débit journalier un coefficient  $K_p$  de pointe.

$$Q_p = K_p \cdot Q_{\max,j} \text{ (l/s)}$$

D'après la subdivision d'Ouadhias  $K_p=3$

$$Q_p = 3 \times 50,757$$

$Q_p = 152,2711/s$
--------------------

## 2.5. CONCLUSION

La mise en évidence des besoins en eau potable des communes de la zone d'étude à l'horizon 2044, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des baches d'eau et de dimensionner convenablement notre réseau d'adduction, afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

Le débit maximum journalier obtenu pour les villages de la commune d'Agouni Gueghrane est de **4385,407**m<sup>3</sup>/j, soit **50,7571**/s. C'est le débit retenu pour le dimensionnement du réseau.

## INTRODUCTION

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

### 3.1. RESSOURCES HYDRAULIQUES

La commune d'Agouni gueghrane est alimentée à partir des différentes sources existantes qui sont présentées sur le tableau suivant : [1]

**Tableau 3.1. Ressources en eau existante de la commune d'Agouni gueghrane**

Sources	Localités	Débits (l/s)
Source	Tinzart ait regane	21
Source	Thalakhelil	1
Source	Ait slimane	1,9
Source	Bouavdhou	1,5
Source	Ait ighil	15
<b>Total</b>	/	<b>40,4</b>

*Source : APC d'Agouni gueghrane.*

### 3.2. RECENSEMENT DES OUVRAGES EXISTANTS

#### 3.2.1. Réservoirs existants

L'ancienne chaîne est caractérisée par les réservoirs suivants :

**Tableau 3.2: Liste des réservoirs existants**

Villages et localités	Capacité (m <sup>3</sup> )	Observation
Agounigueghranechef-lieu	75	Vétuste
Ait Erguene (Taguemount)	500	Opérationnel
Ait Erguene	100	Opérationnel
Ait Ighil village	300	Opérationnel
TafssaBoumad	100	Opérationnel
Ait Slimane	100	Opérationnel
Azounene	100	Opérationnel
<b>Total</b>	<b>1200</b>	<b>7 réservoirs</b>

Source : APC d'Agouni gueghrane

### 3.2.2. Les stations de pompages

**Tableau 3.3: Liste des stations de pompages existantes**

Villages et localités	Capacité (m <sup>3</sup> )	Observation
Ait Erguene	200	Opérationnelle
Ait Ighil	200	Opérationnelle
<b>Total</b>	<b>400</b>	<b>2 SP.</b>

Source : D.H.W. Tizi-Ouzou

### 3.2.3. Les canalisations existantes

**Tableau 3.4: Caractéristiques des canalisations**

Tronçon	DN (mm)	Longueurs	Nature
Source Ait slimane-----R100m <sup>3</sup>	125	300	PEHD
Source Ait slimane-----R100m <sup>3</sup>	90	250	PEHD
Source Tinzart ait regane-----R500m <sup>3</sup>	125	150	Acier
Source Tinzart ait regane-----R100m <sup>3</sup>	200	100	Acier
Source Ait Ighil-----R300m <sup>3</sup>	200	80	Acier
Source Bouavdhou& Source Thalakhelil vers R50m <sup>3</sup>	125	150	PEHD

Source : D.H.W. Tizi-Ouzou

## 3.3. DESCRIPTION DE LA CHAINE EXISTANTE

La commune d'Agouni gueghrane est alimentée à partir des sources Fatou, Tinzart Ait regane, Thala khelil et Ait ighil.

- La source Tinzart Ait ergane d'un débit de 21 l/s alimente le réservoir de Tafssa boumadh d'une capacité de 100 m<sup>3</sup> ainsi que la Station de pompage d'Ait ergane qui alimente à son tour le réservoir de Taguemount d'une capacité de 500m<sup>3</sup>.
- La source Thala khelil d'un débit de 1 l/s et la source Bouadhou d'un débit de 1,5l/s alimentent le réservoir d'Ait oulhadj d'une capacité de 50 m<sup>3</sup>.
- La source Ait ighil d'un débit de 15l/s alimente le réservoir de ce même village d'une capacité de 300 m<sup>3</sup> par l'intermédiaire d'une station de pompage.
- La source Ait slimane d'un débit 1,9 l/s alimente le réservoir R100 m<sup>3</sup> d'Ait slimane ainsi que le R 100 m<sup>3</sup> d'Azounene.[1]

### 3.4. CARACTERISTIQUES DU SITE DU BARRAGE

#### 3.4.1. Localisation

Le barrage Koudiet Acerdoune est implanté sur l'Oued Isser dans la commune de Mâala au sud de Lakhdaria, à 35 Km de Bouira, dans une région où en plus de l'Oued, les pluies sont abondantes. Les neiges de Djurdjura sont également d'un apport non négligeable en eau. La superficie du bassin versant Isser est de 2790Km<sup>2</sup> et s'étend sur les deux wilayas Bouira et Médéa. Le point de départ de ce bassin va du sommet de djebel Dirah à Sour El Ghozlane jusqu'à Kef Lakhdar, relevant d'Ain Boucif.[Subdivision d'Ouadias]

#### 3.4.2 Topographie

On repère sur une carte topographique l'emplacement du barrage Koudiet Acerdoune par les coordonnées Lambert suivantes:

$$X= 580,10m \quad Y=354,70m \quad Z=217,00m$$

#### 3.4.3. Description des ouvrages

##### 3.4.3.1. Retenue

- Surface du bassin versant: 2790 Km<sup>2</sup>.
- Capacité de la retenue: 640 hm<sup>3</sup>.
- Volume annuelle régularisé: 178 hm<sup>3</sup>.
- Apport annuel moyen: 220 hm<sup>3</sup>.
- Aire inondé: 1833 ha.

##### 3.4.3.2. Digue

- Type : BCR (béton compacté au rouleau).
- Hauteur au-dessus des fondations: 121 m.
- Longueur en crête: 475 m.
- Largeur de la crête: 8 m.

##### 3.4.3.3. Ouvrage annexes

###### A/.Evacuateurs de crues

- Type: déversoir de surface à seuil libre- coursier divisé en 7 passes avec un saut de ski.
- Longueur 142,2 m.
- Débit (crue laminée du projet : 7000 m<sup>3</sup>/s).

###### B/. Galerie de dérivation et vidange de fond

- Type: Deux pertuis de dérivation 8×8 m et un pertuis aménagé en vidange de fond.
- Longueur : 285 m.

- Section de vidange de fond : 4×4,20 m à l'amont des vannes.  
8×7 m à l'aval des vannes.
- Débit maximal : 470 m<sup>3</sup>/s au niveau normal de la retenue.

#### C/.Tour de prise d'eau

- Type: section rectangulaire inclinée sur les côtés.
- Hauteur : 108,59 m.
- Section : 13,5 m×10,5 m.
- Nombre de prise d'eau : 5 prises.

#### 3.4.3.4. Principales quantités

- Excavation : 4 688 000 m<sup>3</sup>.
- Remblais : 257 000 m<sup>3</sup>.
- Béton BCR : 1 515 000 m<sup>3</sup>.
- Béton conventionnel : 278 765 m<sup>3</sup>.
- Forages et injections : 166 000 m<sup>3</sup>.

### 3.5. COMPARAISON ENTRE BESOIN EN EAU ET RESSOURCES ACTUELLES

Le déficit se calcul par la manière suivante :

<b>Déficit = besoin- production</b>
-------------------------------------

Nous avons :

- Les besoins en eau de notre région à l'horizon 2044 sont de l'ordre de: **4385,407**m<sup>3</sup>/j soit **50,757** l/s.
- Les débits disponibles en eau des ressources actuelles sont de :3490,56 m<sup>3</sup>/j soit 40,4l/s.

Donc le déficit se calcul comme suit :

Déficit =4385,407- 3490,56 = 894,847 m<sup>3</sup>/j soit 10,357 l/s

**Tableau 3.5: Tableau comparatif entre besoins en eau et ressources actuelles**

Horizons	Besoin max en eau		Débit disponible en eau		Déficit	
	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)
<b>2044</b>	4385,407	50,757	3490,56	40,41	894,847	10,357

### **3.6. CONCLUSION**

Les besoins en eau de la région dépassent nettement la quantité d'eau produite **10,357l/s**, ceci est particulièrement ressenti en périodes sèches ou les ressources manquent dramatiquement. Concernant l'ancienne chaîne, l'eau manque toujours en raison de différents problèmes : rupture des conduites, fuites énormes, problème de sécurité qui ralentit les travaux de réparation. Pour faire face à cette situation nous proposons un raccordement à partir d'une nouvelle chaîne d'adduction qui achemine l'eau du barrage de Koudiet Acerdoune vers la commune d'Agouni gueghrane pour satisfaire la totalité des besoins à l'horizon 2044.





## **INTRODUCTION**

Une eau destinée à la consommation humaine, en principe, est celle qui est basée sur des normes adoptées par l'OMS (l'organisation mondiale de la santé). Il convient donc, nécessaire de la traiter chaque fois que l'un des paramètres analytiques est supérieur, afin d'assurer une sécurisation de la santé et de la vie humaine.

On montrera dans ce chapitre les paramètres de potabilité auxquels doivent répondre les eaux de consommation, ensuite on procédera à l'interprétation des analyses des eaux concernées pour assurer la livraison d'une eau conforme à la réglementation.

### **4.1. NORMES DE POTABILITE**

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

Une eau d'alimentation doit être fraîche de saveur. Elle doit répondre aux normes de potabilité de tous les paramètres qu'ils soient :

- Organoleptiques ;
- Physico-chimiques ;
- Bactériologiques.

En général, on adopte les normes de l'O.M.S. (L'Organisation Mondiale de la Santé, Genève 1986) (Annexe I). Ces normes sont assez tolérantes vis-à-vis de certains critères. Elles imposent à chaque pays d'établir sa propre législation en fonction des critères locaux et du degré de son développement.

### **4.2. QUALITE DE L'EAU DU BARRAGE DE KOUDIET ACERDOUNE**

Notre région d'étude est alimentée à partir du barrage Koudiet Acerdoune. L'eau consommée doit répondre aux normes requises, pour qu'elle soit potable. Par conséquent, une analyse physico-chimique et bactériologique est indispensable.

Pour cela, deux échantillons de l'eau brute du barrage ont été prélevés pour une analyse au laboratoire d'ADE de Bouira, l'un est estivale effectué le 06/05/2013, l'autre est hivernal effectué le 08/01/2014.

### 4.3. RESULTATS D'ANALYSES

Les résultats des analyses de l'eau brute sont indiqués dans les tableaux suivants :

**Tableau 4.1: Paramètres physico-chimiques**

Paramètres	Unités	1 <sup>er</sup> Prélèvement (06/05/2013)	2 <sup>ème</sup> Prélèvement (08/01/2014)	Norme de l'OMS
PH	/	8,17	8,02	9,5
Conductivité	us/cm	1126	1160	1250
Température	c°	13,7	12,1	25
Turbidité	NTU	0,8	1,31	5
Chlore libre	mg/l	/	/	/
CO <sub>2</sub> libre		48,63	2,31	/
MES à 105 C		0,4	8	/
Résidus sec à 105C°		970	870	2000
Résidus sec à 180C°		930	830	/

A.D.E de Bouira

**Tableau4.2 : Paramètres de pollution**

Paramètres	Unités	1 <sup>er</sup> Prélèvement(06/05/2013)	2 <sup>ème</sup> Prélèvement (08/01/2014)	Norme de l'OMS
Ammonium NH <sub>4</sub>	mg/l	0,03	0	0,5
Nitrite NO <sub>2</sub> <sup>-</sup>		0,04	0,052	0,1
Nitrate NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>		1,033	3,2	50
Phosphate PO <sub>4</sub> <sup>-</sup>		0,04	0,04	0,5
Mat.oxy.M.acide		0,9	1,16	3
Mat.oxy.M.Basique		/	/	/

A.D.E de Bouira

**Tableau4.3: Paramètres Organoleptiques**

Paramètres	Unités	1 <sup>er</sup> Prélèvement(06/05/2013)	2 <sup>ème</sup> Prélèvement(08/01/2014)	Norme de l'OMS
Couleur	ptco	< à 15	2	25
Odeur	/	Inodeur	/	4
Gout	/	Incipide	/	4

A.D.E de Bouira

Tableau 4.4 : Minéralisation globale

Paramètres	Unités	1 <sup>er</sup> Prélèvement(06/05/2013)	2 <sup>ème</sup> Prélèvement (08/01/2014)	Norme de l'OMS
Sodium Na <sup>+</sup>	mg/l	/	/	100
Potassium K <sup>+</sup>		/	/	12
Sulfate SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup>		270	390	400
Fer Fe <sup>+2</sup>		0	0	0,3
Manganèse Mn <sup>+2</sup>		0,067	0,02	0,5
Dureté total TH	mg/lcaco3	452	436	500
Dureté calcique TH <sub>ca</sub>	mg/lca+	121,6	96	200
Dureté ManganésiumTH <sub>mg</sub>	mg/lMg+	35,96	47,62	150
Titre alcalin complet TAC	mg/lcaco3	163,4	147,5	/
Titre alcalin TA		0	0	/
Dureté permanente		288,6	288,5	/
Chlorures Cl <sup>-</sup>	mg/l	94,24	157,62	200
Aluminium AL <sup>+3</sup>		0,024	0,1	0,2

A.D.E de Bouira

Tableau 4.5 : Paramètres bactériologiques

Paramètres	Unités	1er Prélèvement(06/05/2013)	2er Prélèvement (08/01/2014)	Norme de l'OMS
Germes totaux à 22c°	UFC/ml	195	50	100
Germes totaux à 37c°	UFC/ml	85	25	5
Coliformes totaux	UFC/100ml	100	>50	0
Coliformes fécaux	UFC/100ml	12	15	0
Streptocoques fécaux	UFC/100ml	0	0	0
A.S.R	UFC/ml	0	0	0
	UFC/20ml	0	0	0

A.D.E de Bouira

#### **4.4. PARAMETRES DE POTABILITE ET INTERPRETATION DES RESULTATS**

La qualité de l'eau exige au préalable la détermination analytique des paramètres de potabilité, dont les valeurs doivent être conformes à celles établies par les organismes veillés à la protection de la santé de l'homme pour son utilisation à la consommation. La qualité de l'eau est définie par des paramètres physico-chimiques et bactériologiques.

##### **4.4.1. Les paramètres organoleptiques**

Une eau d'alimentation doit être limpide, fraîche, exempte de couleur ainsi que d'odeur et de saveur désagréable.[4]

###### **4.4.1.1. La couleur**

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

- L'élimination des molécules responsables ;
- Transformation des molécules colorées en molécules incolores. [5]

###### **4.4.1.2. L'Odeur**

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

###### **4.4.1.3. Gout**

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

Pour notre région d'étude, l'eau du barrage possède un gout agréable avec l'absence d'odeur, et un indice de couleur faible, ce qui nous a obligés à la traiter.

##### **4.4.2. Paramètres physico-chimiques**

###### **4.4.2.1. Température**

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

- La température élevée peut favoriser des goûts et des odeurs désagréables ;
- Elle joue un rôle dans la solubilité des sels et surtout des gaz ;

- Elle joue un rôle dans la dissociation des sels dissous (tel que le plomb), la solubilité augmente de l'ordre de deux fois entre 12 et 25°C, ce qui va influencer sur la conductivité électrique et le PH.
- Elle favorise le développement des parasites et des algues.

Pratiquement la température est mesurée soit avec un appareil qui est l'électromètre, soit avec le thermomètre précis, gradué de 1/10 des degrés et étalonné. La température optimale des eaux de consommation se situe entre 9°C et 12 °C, avec une valeur maximale qui peut aller jusqu'à 25°C. Dans notre cas, elle varie de **13,7°C** au mois de Mai à **12,1°C** au mois de Janvier, ces températures sont conformes aux normes requises pour les eaux de consommation.[6]

#### 4.4.2.2. Turbidité

La turbidité représente l'opacité d'un milieu trouble. C'est la réduction de la transparence d'un liquide due à la présence de matières non dissoutes, elle est causée dans les eaux par la présence des matières en suspensions finement divisées : Argile, Limon, Grains de silice, M.O, ...etc. L'appréciation de l'abondance de ces matières mesure le degré de turbidité. Celui-ci sera d'autant plus faible que le traitement de l'eau aura été plus efficace.

Une turbidité d'une eau relève des problèmes suivants :

- Précipitation de fer d'aluminium ou manganèse due à une oxydation ;
- Précipitation lente de CaCO<sub>3</sub> et d'oxyde de magnésium ;
- Une corrosion importante ...etc.

La mesure de la turbidité permet de préciser les informations visuelles sur l'eau. La turbidité d'une eau de boisson doit être maintenue inférieure à 5 NTU. Dans notre cas les turbidités sont de **0,8 NTU** au mois de Mai et **1,31 NTU** au mois de Janvier. Ces valeurs sont acceptables, et conformes aux normes de potabilité.[7]

#### 4.4.2.3. Potentiel hydrogène pH

Le pH représente la concentration en ion d'hydrogène dans l'eau. Il est inférieur ou supérieur à 7 suivant que l'eau est acide ou basique. Le pH = 7 étant le pH neutralisé. Le pH des eaux naturelles est compris entre 5,5 et 10. Les valeurs supérieures ne se rencontrent que dans l'eau de mer et les eaux minérales. Selon l'OMS, les valeurs de pH comprises entre 6,5 et 8,5 sont considérées comme des valeurs acceptables. Pour notre région d'étude, on distingue une eau alcaline avec des valeurs répondants aux normes de potabilité et qui varient entre **8,17** au mois de mai et **8,02** au mois de janvier.[6]

#### 4.4.2.4. La conductivité

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

**Tableau 4.6 : Appréciation de la minéralisation à partir de la conductivité**

Conductivité ( $\mu\text{s/cm}$ )	Minéralisation
$C < 200$	Très faible
$200 < C < 333$	Faible
$333 < C < 666$	Moyenne
$666 < C < 1000$	Importante
$C > 1000$	Excessive

Les valeurs de la conductivité des eaux analysées sont enregistrées dans le premier et deuxième prélèvement qui est respectivement **1126  $\mu\text{s/cm}$**  pour les eaux estivales et **1160  $\mu\text{s/cm}$**  pour les eaux hivernales, et sont en dessous de la valeur maximale admissible.

#### 4.4.2.5. La salinité et taux de matières dissoutes (TDS)

➤ **La salinité** : Correspond à la teneur globale en éléments minéraux cations et anions qui donnent à l'eau une saveur agréable mais qui ne doit pas attaquer les matériaux constituant les conduites et les réservoirs. Pour cela elle ne doit être ni agressive, ni corrosive. Selon les résultats des analyses on remarque l'absence de cet élément.[6]

➤ **TDS** : le TDS ou le taux de matière dissoute, reflète la concentration d'une eau en sel soluble, par le biais de son pouvoir électrolyte. Selon les résultats des analyses de l'eau de barrage, cet élément n'existe pas.

#### 4.4.2.6. Les résidus secs à 105 °C

Ce sont des particules très fines et généralement visibles à l'œil nu. Théoriquement, elles ne sont ni solubilisées, ni à l'état colloïdales. Elles déterminent la turbidité de l'eau, en donnant à l'eau un aspect et un goût peu engageant. Elles peuvent être nuisibles et elles limitent la présentation de la lumière dans l'eau. Elles diminuent aussi la teneur en oxygène dissout et nuisent au développement de la vie aquatique. Dans notre cas les résultats d'analyse des eaux de barrage est de **970 mg/l** pour le prélèvement estival et **870 mg/l** pour le prélèvement hivernal. Donc cette valeur ne dépasse pas les normes maximales admissibles.

#### 4.4.3. Minéralisation globale

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

Les principaux ions sont :

- Les cations :  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ .
- Les anions:  $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{CO}_3^-$ ,  $\text{HCO}_3^-$ ,  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{OH}^-$ .

##### 4.4.3.1. Les cations

###### ➤ Sodium $\text{Na}^+$

Cet élément est toujours présent dans l'eau en proportion très variable, il peut provenir de la décomposition des silicates alumino-sodique en sous-sol, comme il peut être d'origine industrielle. La spectrophotométrie de flamme est la méthode la plus indiquée pour le dosage de sodium, elle est à la fois rapide et sensible.

L'OMS recommande une valeur limite de 200 mg/l du sodium, dans notre cas, sa valeur est nulle pour les deux prélèvements.

###### ➤ Potassium $\text{K}^+$

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

La teneur en potassium des deux prélèvements est nulle, cette valeur est conforme à la norme requise (20 mg/l).

###### ➤ Calcium $\text{Ca}^{2+}$

Est très abondant dans la croûte terrestre et on le trouve jamais à l'état libre dans la nature. Il résulte de la dissolution des roches calcaires des montagnes sous forme de carbonates (calcite organique et calcaire). Cet élément est absent dans les deux prélèvements

###### ➤ Magnésium $\text{Mg}^{2+}$

Dans la nature, le magnésium existe uniquement combiné à d'autres éléments, en particulier, dans la minérale dolomite et magnésite, ainsi que dans de nombreux silicates formant des roches et dans l'eau de mer. Cet élément n'existe pas dans notre cas.[8]

##### 4.4.3.2. Les anions

###### ➤ Chlorure $\text{Cl}^-$

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

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

Les chlorures c'est l'union du chlore avec un corps simple ou composé, ils sont très corrosifs et répons dans la nature généralement sous forme de sels de sodium NaCl, de potassium KCl, et de calcium CaCl<sub>2</sub>. [7]

Dans notre cas, la teneur en chlore est de **94,24 mg/l** et **157,62 mg/l** respectivement pour le premier et le deuxième prélèvement des eaux de. Ces teneurs sont acceptables par rapport aux normes (500 mg/l).

➤ **Sulfates SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>**

Peuvent se résulter de la dissolution des sulfates de calcium (gypse), l'oxydation des sulfates (pyrite) ou de matières organiques d'origine animale. Dans notre cas sont de **270 mg/l** pour le mois de mai et **390 mg/l** pour le mois de janvier. Ces valeurs répondent aux normes requises (400 mg/l). [9]

**4.4.3.3. La dureté**

La dureté de l'eau est essentiellement sa teneur en sels de métaux bivalents, principalement le calcium et le magnésium. Une teneur trop élevée nuit à la cuisson des légumes et la bonne utilisation des savons ordinaires et aussi provoque des dépôts dans les appareils électroménagers. [7]

➤ **Titre hydrotimétrique total (TH)** : ou teneur globale en sels de Calcium et de Magnésium. Chaque degré hydrotimétrique correspond à une teneur de 10 mg/l de CaCO<sub>3</sub>. Les valeurs obtenues dans nos deux échantillons d'eau analysés sont de l'ordre de **452 mg/l** CaCO<sub>3</sub> pour le prélèvement (estival) et **436 mg/l** CaCO<sub>3</sub> pour le prélèvement (hivernal), ces valeurs répondent aux normes admissibles.

➤ **Titre alcalimétrique complet (TAC)** : dureté carbonatée seulement ; chaque degrés alcalimétrique correspond à 5,6 mg de CaO/l. Lorsque le pH n'excède pas 8,3, les carbonates sont présentes uniquement sous forme acide (bicarbonates). Le TAC indique globalement la teneur de l'eau en hydroxydes (OH<sup>-</sup>), en carbonates (CO<sub>3</sub><sup>2-</sup>) et en bicarbonates (HCO<sub>3</sub><sup>-</sup>). [5]

Les analyses montrent que les teneurs de TAC sont de **147,5 mg/l** en CaCO<sub>3</sub> en hiver (mois de janvier) et **163,4 mg/l** CaCO<sub>3</sub> en mois de juin, ce qui donne une conformité à la norme admissible de l'OMS.

➤ **Titre alcalimétrique (TA)** : il mesure la totalité des ions hydroxydes (OH<sup>-</sup>) et la moitié de la dose des carbonates (CO<sub>3</sub><sup>2-</sup>).

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

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

Les résultats d'analyses montrent que la dureté permanent est égale **288,5 mg/l de CaCO<sub>3</sub>** en hiver et **288,6 mg/l de CaCO<sub>3</sub>** en été, ces valeurs répondent aux normes de l'OMS.

#### 4.4.4. Paramètres de pollution

##### 4.4.4.1. L'ammonium NH<sub>4</sub><sup>+</sup>

La présence d'ammonium dans l'eau, traduit habituellement un processus de dégradation de la matière organique. L'ammonium n'est pas très toxique, il est fréquemment rencontré sous forme de chlorure d'ammonium. Il résulte de la réaction des minéraux contenant du fer avec des nitrates, c'est donc un excellent indicateur de la pollution des eaux par des rejets organiques d'origine agricole, domestique ou industrielle.

Cette substance n'est pas réellement dangereuse pour la santé, néanmoins il peut provoquer des lésions au niveau du tube digestif et des poumons lorsque sa teneur dépasse les normes. Il peut également provoquer plusieurs problèmes tels que :

- La corrosion des conduites et la reviviscence bactérienne à l'intérieur de celle-ci ;
- La diminution de l'efficacité de traitement au chlore et le développement des microorganismes responsables des saveurs et d'odeurs désagréables.

Dans notre cas la teneur en NH<sub>4</sub><sup>+</sup> est de **0 mg/l** pour le prélèvement de mois de janvier, et **0,03 mg/l** pour le prélèvement de mois de mai, ce qui répond aux normes admissibles.

##### 4.4.4.2. Les nitrates NO<sub>3</sub><sup>-</sup>

Sont des sels de l'acide nitrique. La présence des nitrates dans l'eau est un indice de pollution d'origine agricole (engrais), urbaine (dysfonctionnement des réseaux d'assainissement) ou industrielle. Dans notre cas nous avons obtenu **3,2 mg/l** pour le prélèvement hivernal et, **1,033 mg/l** pour le prélèvement estival, ces valeurs restent admissibles par rapport à la norme qui est de 50 mg/l.

##### 4.4.4.3. Les nitrites NO<sub>2</sub><sup>-</sup>

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

Dans notre cas les résultats d'analyse sont: 0,04 pour le prélèvement estival et 0,052 pour le prélèvement hivernal. Ils sont conformes aux normes.

#### 4.4.4.4. Les phosphate $\text{PO}_4^-$

Ils présentent un risque de pollution pour le milieu aquatique, car ils ne sont pas biodégradables. Ils favorisent le développement des bactéries qui dégagent des substances toxiques tel que l'ammonium le méthane....etc. d'après les résultats on a enregistré 0,049mg/l au mois de mai, et 0,04 mg/l au mois de janvier.

#### 4.4.5. Paramètres indésirables

-Aucun des échantillons analysés ne révèle la présence de fer total.

-Le manganèse ( $\text{Mn}^{2+}$ ) est de **0,067 mg/l** au 1<sup>er</sup> prélèvement, et **0,02mg/l** au 2<sup>em</sup> prélèvements.

#### 4.4.6. Paramètres bactériologiques

Les contaminations les plus fréquentes sont d'origines fécales (humaines ou animales). On doit vérifier lors des analyses l'absence des germes suivants :

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

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

**4.4.6.1. Germes totaux à 37 °C :** La fiche d'analyse obtenue pour les deux échantillons indique une valeur de 85 UFC/ml pour le prélèvement estival, et 25 UFC/ml pour le prélèvement hivernal.

**4.4.6.2. Germes totaux à 22 °C :** pour les deux prélèvements nous avons obtenu respectivement, une valeur **195 UFC/ml** au mois de Mai et, **195 UFC/ml** au mois de Janvier. Ces résultats ne correspondent pas aux normes requises.

**4.4.6.3. Coliforme totaux :** la fiche d'analyse des deux échantillons hivernal et estival indique une valeur  $> 50$  UFC/100ml pour le prélèvement hivernal et 100 UFC/ml pour le prélèvement estival. Ces résultats ne répondent pas aux normes de potabilité (norme: 0UFC/100ml).

**4.4.6.4. Coliformes fécaux :** on prélève pour les deux échantillons respectivement, 12 UFC/100ml au mois de Mai, et 15 UFC/100ml au mois de janvier. Ces résultats ne sont pas conformes aux normes de potabilité.

**4.4.6.5. Escherichia Coli :** On remarque l'absence totale de cet élément.

**4.4.6.6. Streptocoques fécaux :** elles sont de l'ordre de 0UFC/100ml pour les deux prélèvements. Ces résultats répondent aux normes de potabilité fixés par l'OMS (la norme : 0UFC/100ml).

#### 4.5. CONCLUSION

Il est très difficile de juger la qualité d'une eau sur la base des résultats qui sont issus pendant une période déterminée de l'année. Il serait intéressant de faire une étude complète durant toute l'année avec le dosage systématique de tous les éléments présents dans l'eau du barrage.

D'après les résultats des analyses de l'eau brute, effectués au laboratoire de l'ADE de Bouira, on constate que :

- d'une manière générale, l'eau du barrage qui alimentera les villages d'Agouni gueghrane, est de bonne qualité physico-chimique. Les paramètres analysés répondent aux normes requises pour deux prélèvements.

- du point de vue bactériologique, l'eau du barrage a des concentrations élevées. Pour cela, une désinfection semble indispensable avant toute distribution.

Celle-ci peut s'effectuer soit par l'emploi des agents chimiques tels que : l'ozone, le chlore qui est le plus utilisé...etc. ou bien par des moyens physiques tel que : l'ébullition, les rayons gamma ou ultraviolet.

## INTRODUCTION

Une bonne mise en place des conduites doit assurer leur protection contre la corrosion, leur stabilité ainsi que leur durabilité. Le choix du type de pose nécessite une étude technico-économique qui doit tenir compte des facteurs suivants : rapidité ; qualité et économie.

Ainsi ce choix dépend d'une évaluation des contraintes suivantes :

- ✓ Les contraintes liées aux terrains et qui peuvent retarder les travaux sont :
  - L'accessibilité de terrain d'implantation des conduites ;
  - Caractéristiques topographiques et pédologiques.
- ✓ Les contraintes liées au climat :
  - La température ;
  - La pluviométrie (la crues, le ravinement, les griffes).
- ✓ Les contraintes liées aux moyens matériels :
  - Engins de bétonnages, de transport et d'autres.

### 5.1. DIFFERENTS TYPES DE POSE DE CONDUITES

Le choix du type de pose des conduites dépend essentiellement de la topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.[10]

#### 5.1.1. Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.



**Figure5.1 : Pose des conduites en terre**

Cette opération s'effectue par tronçons successifs, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieurs, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel. [3]

Dans certain cas on est obligé, afin de protéger les tuyaux des charges importantes, de prévoir les solutions suivantes :

- ✓ Des gaines, c'est des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites ;
- ✓ Par enrobage dans le béton, dans ce cas les conduites sont couvertes en béton.

### 5.1.2. Pose en mauvais terrains

Quand la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire, pour éviter les affaissements (tassements) qui rompent la conduite ou désassemble les joints, de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé. [6]

### 5.1.3. Pose en galerie

En général, la pose en galerie est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà des galeries souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables). Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur tasseaux pour les grands diamètres dans le cas des galeries sèches spéciales. [6]

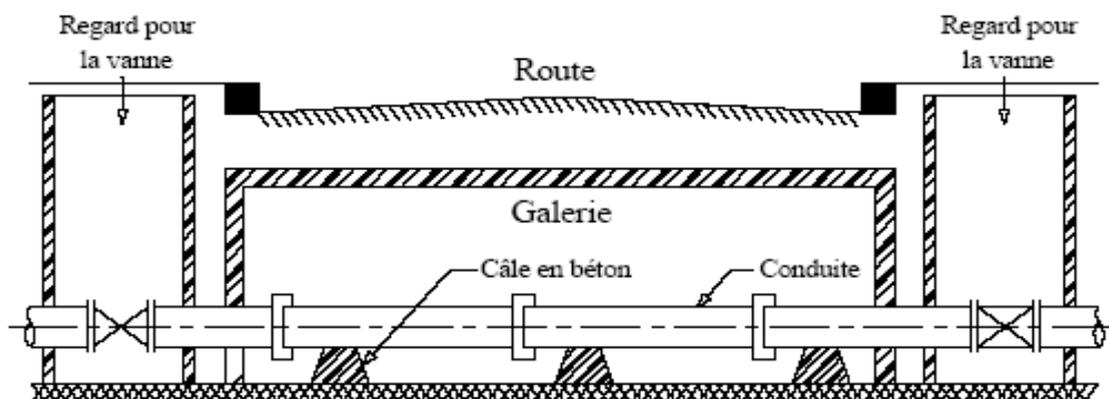


Figure 5.2 : Pose des conduites en galeries

#### 5.1.4. Pose en pente

Au-delà, d'une certaine pente les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées. La pose en pente d'une canalisation peut être faite de deux façons :

- ✓ En réalisant des massifs en biton pour chaque tuyau ;
- ✓ En réalisant un massif en biton en tête de tronçon verrouillé.

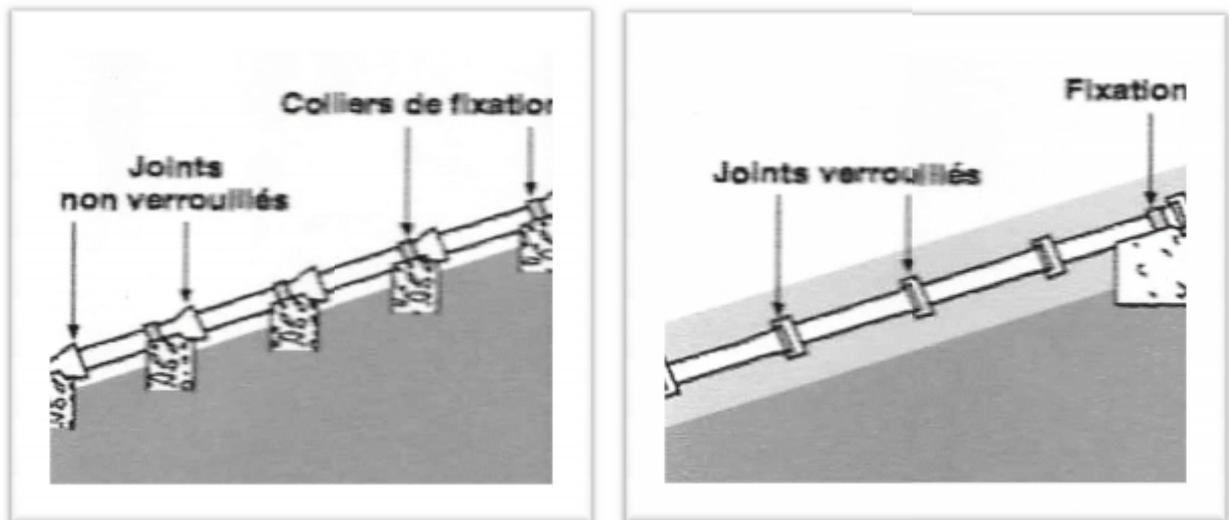


Figure 5.3 : Pose des conduites en pente

#### 5.1.5. Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées

Pour qu'il n'y plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causer des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- ✓ Couler de béton noyant la plus grande partie du tuyau ;
- ✓ Placer une dalle de béton armé sur des pénétrations en béton ;
- ✓ Coller une dalle en béton armé sur un lit de sable recouvrant entièrement le tuyau (enrobage) ;
- ✓ Utiliser les gaines, qui sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.

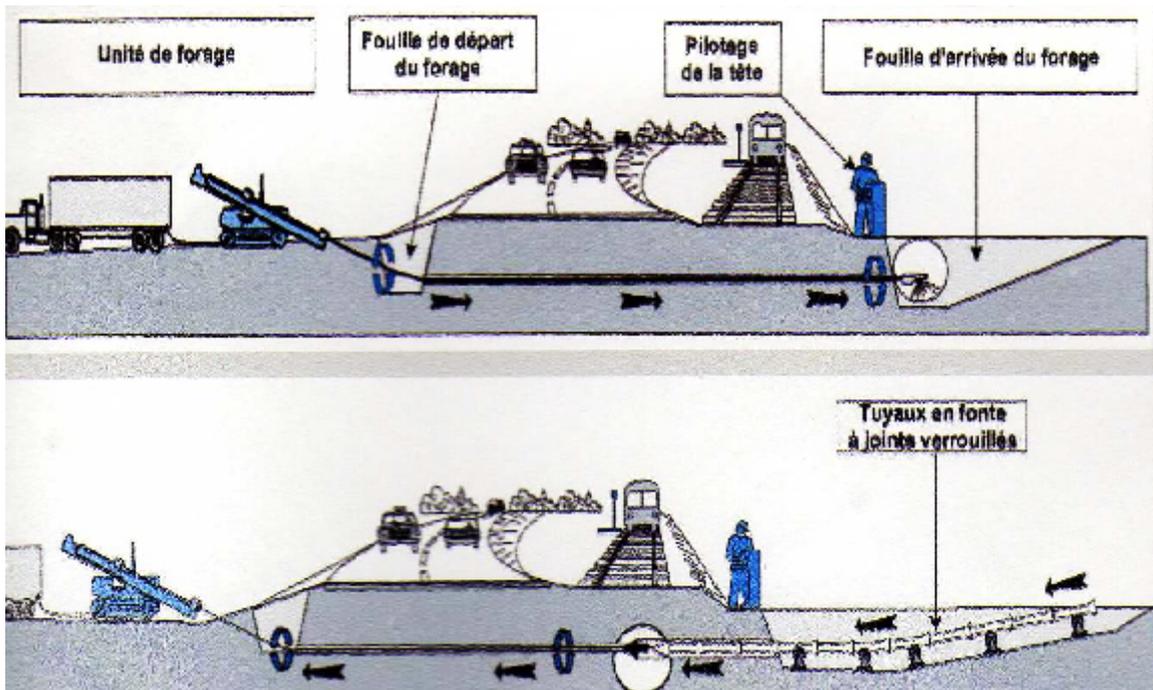


Figure 5.4 : Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées

#### 5.1.6. Traversée des cours d'eau

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

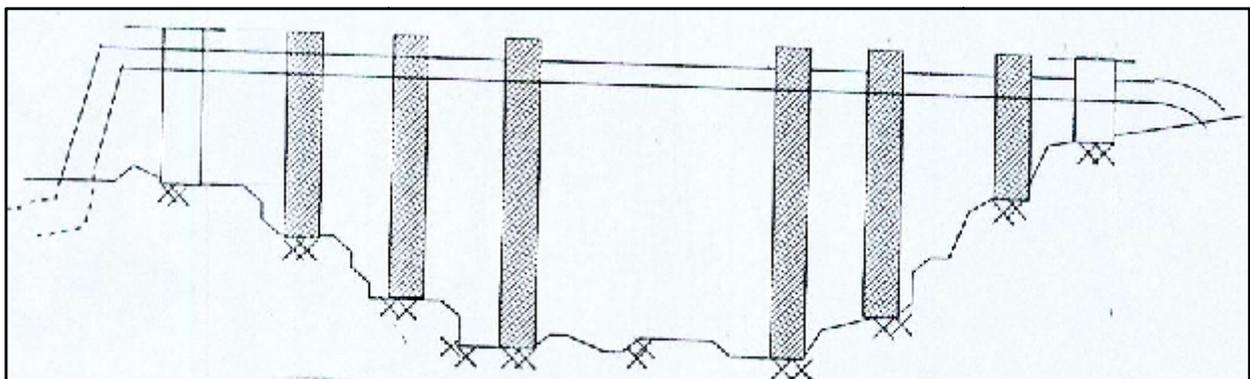


Figure 5.5 : Traversées des cours d'eau

### 5.1.7. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

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

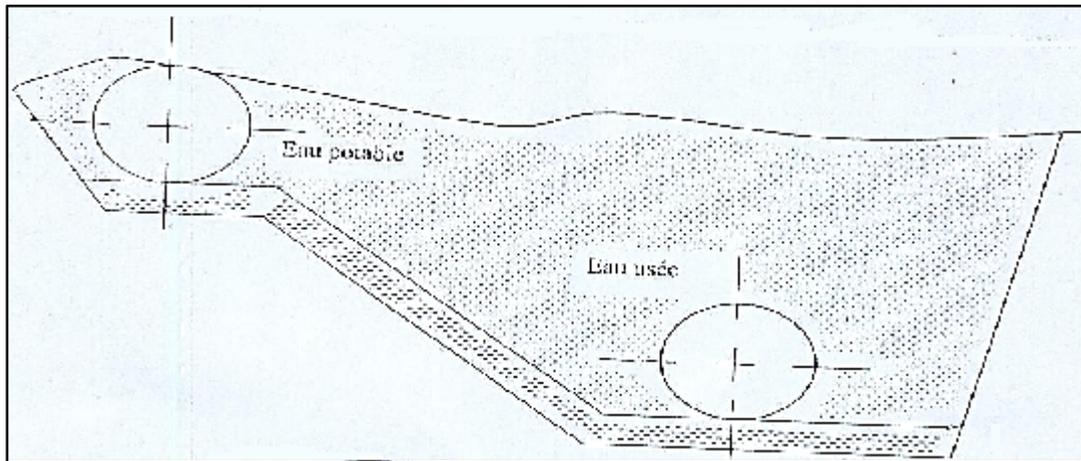


Figure 5.6 : Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée)

### 5.1.8. Passage de ponts

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- L'absorption des dilatations thermiques du pont et celle de la canalisation ;
- L'encrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques ;
- La protection contre le gel si nécessaire.

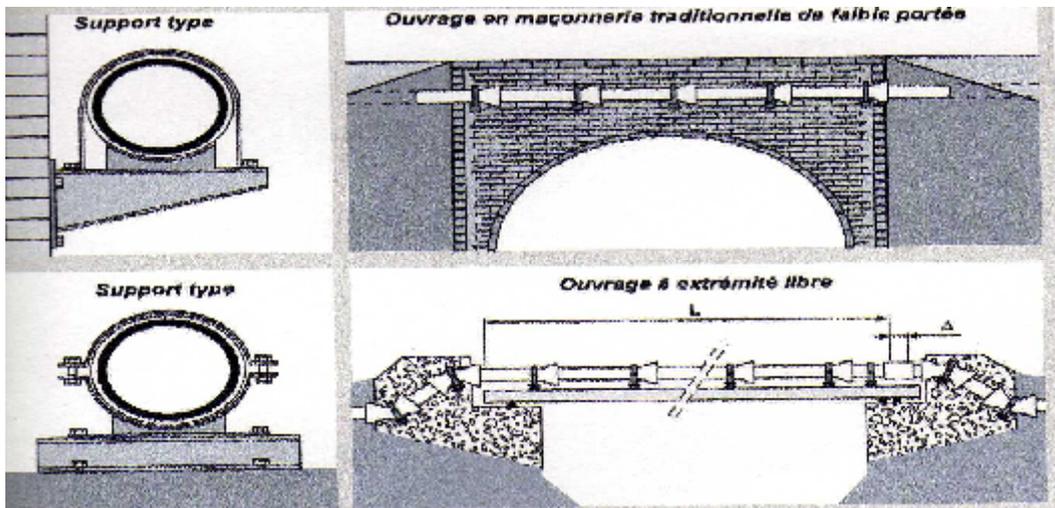


Figure 5.7 : Passage des ponts

## 5.2. LES BUTEES ET AMARRAGE

C'est une disposition spéciale rencontrée dans la pose des conduites utilisées dans des changements de direction ou dans le branchement, afin d'assurer la stabilité et la résistance des canalisations à la poussée exercée par l'eau au niveau des canaux, des coudes et extrémités (réseau de distribution). On construit alors des massifs en béton qui, par leur poids, s'opposent au déboîtement des joints. [11]

Le massif reprend les efforts dus à une poussée hydraulique soit par :

- ✓ Frottement sur le sol (massif poids) ;
- ✓ Appui sur le terrain en place (massif buté).

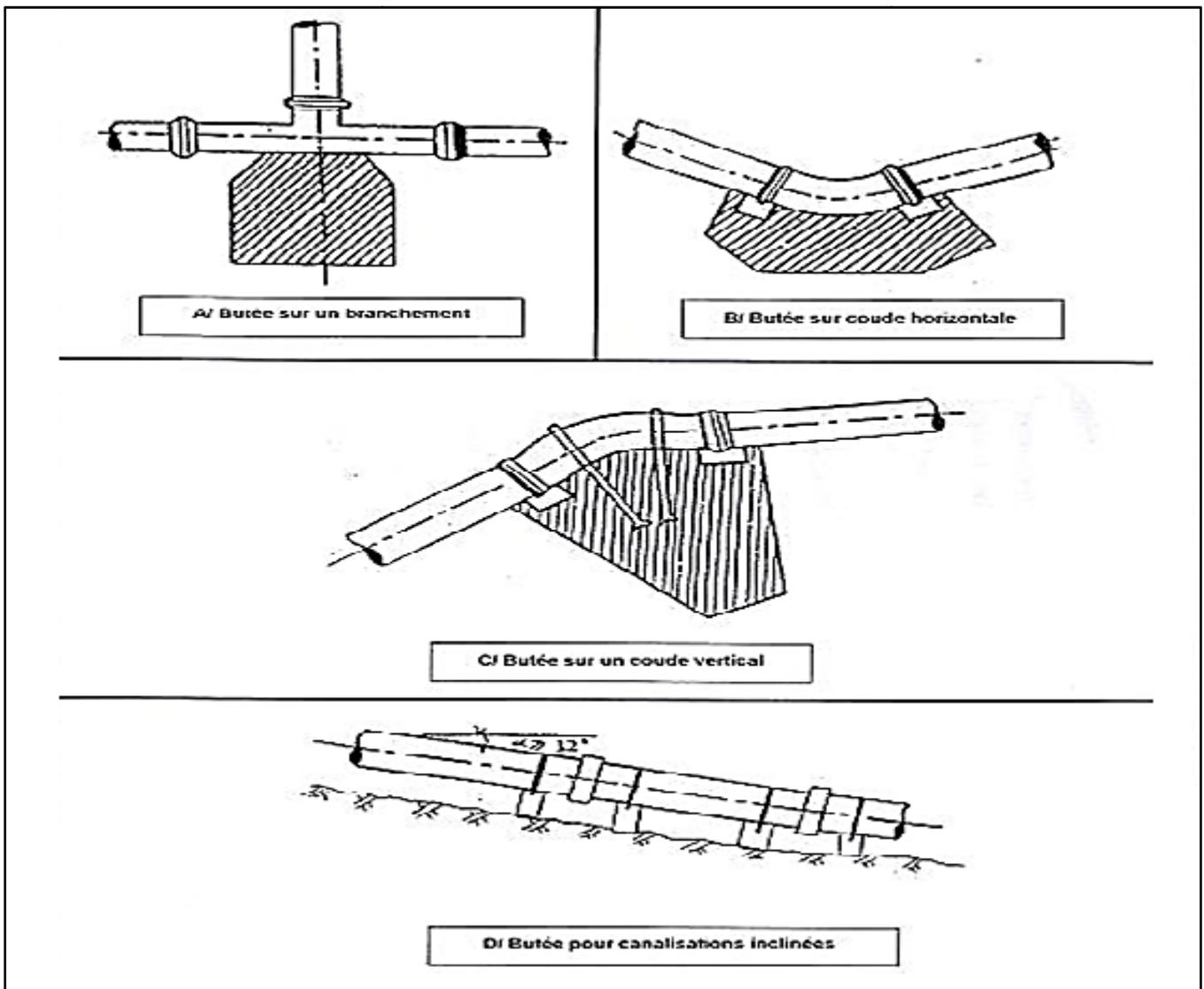


Figure 5.8 : Les butées

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

Les volumes des butées sont calculés selon la formule suivante :

$$F = K+P+S$$

Avec :

F : la poussée exprimée en da N ;

P : la pression hydraulique d'essai exprimée en bar ;

S : la surface externe du tuyau exprimé en cm<sup>2</sup> ;

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

**Tableau 5.1 : Les valeurs de K en fonction de l'angle des coudes**

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

### 6.3. ASSEMBLAGE PAR EMBOITEMENT

Avant l'assemblage, l'extérieur du bout uni et l'intérieur de l'emboîtement des deux éléments à raccorder devront être soigneusement nettoyés. Lorsque les distances d'insertion minimale et maximale ne sont pas précisées sur le tuyau, elles doivent être prises dans le tableau.

La mise en place des joints d'étanchéité sera facilitée par l'application préalable d'une mince couche de lubrifiant sur l'embase du renflement à l'intérieur de l'emboîture et selon les conseils du tableau (5.2).

**Tableau 5.2 : Nombre de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante.**

DN	80/100/125	150/200	250	300/350	400/450	500	600	700
Nbre. de tuyaux par kg de pâte lubrifiante	59	40	30	24	20	17	13	9

Il est important de ne pas appliquer de lubrifiant sur la surface d'encrage du joint.

## 5.4. DIFFERENTES ETAPES DE MISE EN PLACE DES CANALISATIONS

### 5.4.1. Réalisation de fouilles

#### 5.4.1.1. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60 m, cela pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

#### 5.4.1.2. La profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui peuvent être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge. Cette distance varie de 0,6m à 1,2m.

Cette profondeur est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m);

H<sub>1</sub> : profondeur du lit de pose égale à 0.2 m ;

H<sub>2</sub> : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m) ;

D : diamètre de la conduite (mm).

#### 5.4.1.3. Lit de pose

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,15 m à 0,20 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Ce lit peut être constitué par :

- ✓ Gravier, dans un terrain ordinaire ;
- ✓ Pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- ✓ Par un lit béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

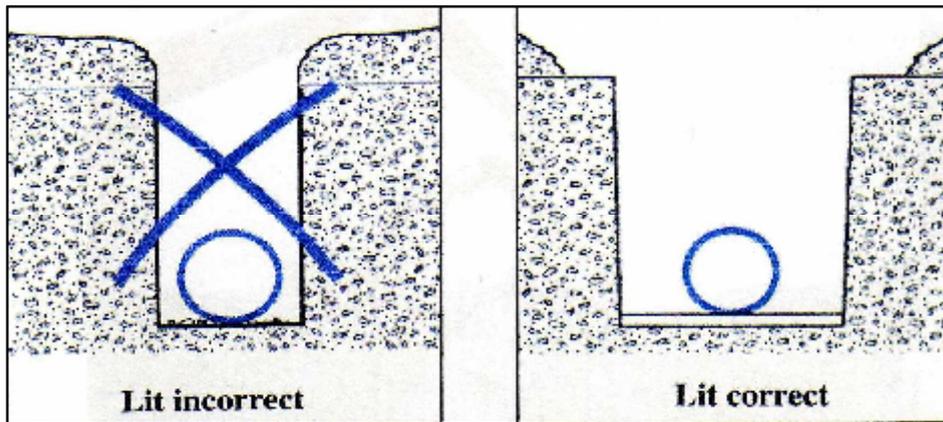


Figure 5.9 : Lit de pose de conduite

#### 5.4.1.4. Fond de fouille

Le fond de fouille est réglé avec une longitudinale d'au moins 4‰, ce qui permet une montée de l'air en chaque point haut. [11]

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

#### 5.4.2. Préparation de la canalisation

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

#### 5.4.3. Epreuve des joints et des canalisations principales

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Après mise en pression préalable de 5 minutes, faite à la pression d'épreuve, il est procédé à l'ouverture de des purges, disposées à l'autre extrémité du tronçon d'essai par rapport au manomètre, afin de vérifier qu'il n'existe aucun obstacle (robinet, vanne fermée) à la montée en pression sur la totalité du tronçon éprouvé. [10]

La pression est rétablie par la suite à la pression d'épreuve, pendant le temps prescrit, toutes précaution étant prises pour éviter les coups de bélier dans la conduite. Le tronçon est maintenu en pression pendant 30 minutes au cours desquelles la diminution de pression ne

doit pas être supérieure à 20 KPa. Dans le cas des conduites en polyéthylène, les épreuves sont réalisées comme suit :

- ✓ Appliquer une pression d'épreuve égale à la pression maximale de service de la conduite, et au moins égal à 600 kPa, et la maintenir 30 minutes en pompant pour l'ajuster ;
- ✓ Ramener la pression à 300 kPa à l'aide de la vanne de purge, fermer la vanne pour isoler le tronçon à essayer ;
- ✓ Enregistrer ou noter les valeurs de la pression.

#### 5.4.4. Essai général du réseau

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés. Cette mise en pression dure 48 heures, alors la perte par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2%.

#### 5.4.5. Remblaiement de la tranchée

La tranchée est remblayée en bourrant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées, le dessus et les flancs avec la terre des déblais expurgés de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations, soit avec matériaux pulvérulents convenables. Le remblaiement est ainsi poursuivi de la même façon jusqu'à 0,3 m au-dessus de la conduite et il est achevé avec tout venant à l'aide d'engins mécaniques. [8]

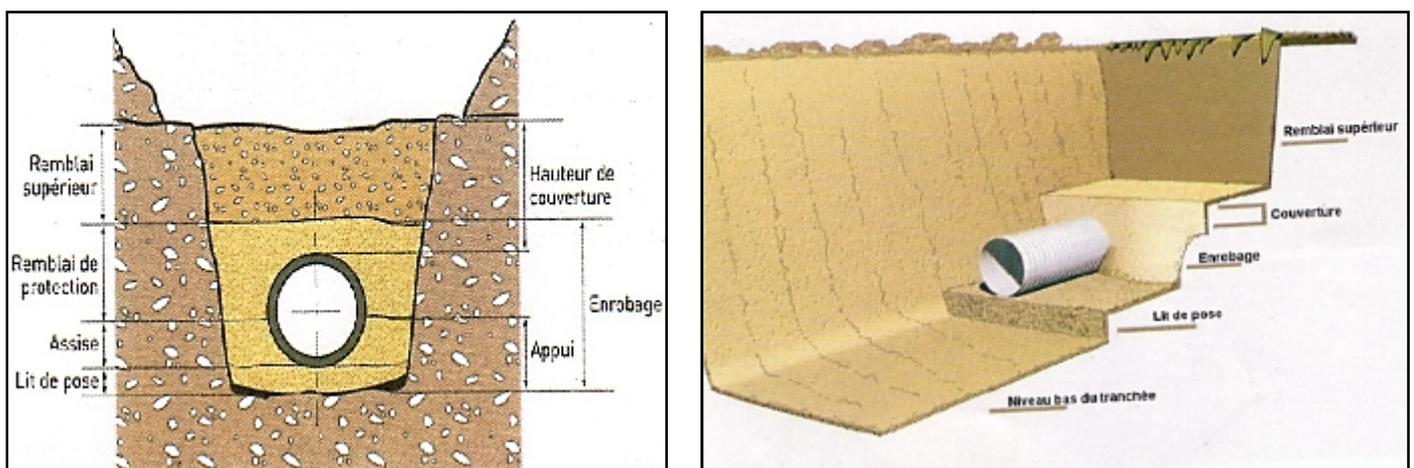


Figure 5.10 : Remblayage des fouilles

### 5.4.6. DESINFECTION DU RESEAU

Après avoir été éprouvées, les conduites neuves sont lavées intérieurement au moyen de chasse d'eau pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose.

Pour les conduites d'alimentation en eau potable, ces lavages sont répétés si nécessaire, afin que la turbidité de l'eau soit inférieure au maximum admis par les normes et règlements en vigueur pour la qualité des eaux destinées à la consommation humaine. Il est ensuite procédé à la désinfection aux instructions en vigueur.

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

- ✓ Le permanganate de potassium ( $KMnO_4$ ),
- ✓ Hypochlorite de calcium ( $ClOCa$ )
- ✓ L'hypochlorite de sodium ( $ClONa$  ou eau de javel).

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

**Tableau 5.3 : Produits de désinfection (Doses et temps de contact)**

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

Lorsque le réseau désinfecté a été convenablement rincé à l'eau claire, des prélèvements de contrôle sont faits immédiatement par le laboratoire agréé chargé de la surveillance des eaux, et si les résultats sont défavorables, l'opération sera renouvelée dans les mêmes conditions.

## 5.5. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

L'eau lors de son transport ou de ses utilisations, peut causer aux différents matériaux avec lesquels elle est en contact des altérations de diverses natures dont la plus fréquente est la corrosion des métaux, et particulièrement celle de l'acier. D'autres altérations sont possibles par dégradation du béton. [10]

### 5.5.1. Définition de la corrosion

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant, elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforations en forme de cratères très caractéristiques, ou attaque sous forme de couches de rouille croûteuses ou filandreuses, ordinairement, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.

Les phénomènes de corrosion sont généralement classés en deux grandes catégories :

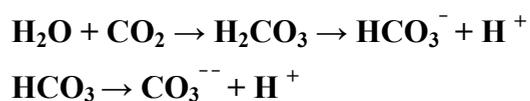
- La corrosion chimique ;
- La corrosion électrochimique.



Figure 5.11: La corrosion des conduites

#### 5.5.1.1. La corrosion chimique (ou corrosion interne)

En général, elle est le résultat de la présence dans l'eau de gaz dissous tel que le dioxyde de carbone ( $\text{CO}_2$ ) et l'oxygène ( $\text{O}_2$ ). La réaction chimique aboutit à une ionisation :



Ces réactions chimiques conduisent à une augmentation de la concentration des ions, donc une baisse de pH, ce qui engendre une attaque chimique dès qu'il y a une combinaison directe du métal et du milieu ambiant.

#### **5.5.1.2. La corrosion électrochimique (ou corrosion externe)**

C'est le phénomène de corrosion le plus important qui se manifeste lorsque le réactif est un liquide ou lorsqu'il existe une hétérogénéité soit dans le métal ou dans le réactif, présentant une dissymétrie de composition.

En général il n'existe pas un métal idéalement pur, il contient toujours des hétérogénéités physiques ou chimiques dont le potentiel de corrosion est en général différent de celui de la matrice. C'est à dire les métaux ne sont pas monophasés lorsqu'ils sont plongés dans le réactif.

#### **5.5.2. Les facteurs de la corrosion**

Les conduites enterrées (en acier) utilisées pour le transfert de l'eau sont soumises à des corrosions externes et internes dues aux facteurs suivants :

- ✓ La nature du sol ;
- ✓ Les installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau ;
- ✓ La nature de l'eau ;
- ✓ Le matériau de la conduite ;
- ✓ L'agressivité, de certaines eaux transportées due soit au pH, la teneur en gaz dissous ou à la vitesse d'écoulement de l'eau ;
- ✓ La variation de la température de l'eau transportée.

Pour s'opposer à tous ces facteurs et remédier aux problèmes de corrosion, la conduite doit être soigneusement protégée par les moyens d'une protection adéquate.

#### **5.5.3. La protection externe**

Dans les conditions de corrosion, il est rarement possible d'utiliser des revêtements avec des métaux nobles qui ne se corrodent pas, pour des raisons économiques. Le problème est donc de combattre la corrosion intrinsèque des métaux et alliages que l'on utilise. Il existe certaines méthodes contre la corrosion établies à partir des principes électrochimiques.

D'autres méthodes consistent à isoler le métal de son environnement ou à utiliser des additifs chimiques en traitement de surface tels que les inhibiteurs de corrosion ou les bactéricides. Le succès de celles-ci dépend de la résistance chimique ou électrochimique des

isolants et des additifs chimiques. Dans certaines situations il est parfois possible de rendre le milieu moins corrosif en agissant sur certains paramètres physico-chimiques tels que la température, le pH (alcalinisation), le dégazage.

#### 5.5.3.1. Protection des conduites avec revêtement bitumeux

Elle consiste à couvrir les canalisations avec une enveloppe isolante, le revêtement peut être :

- ✓ **Simple** : une couverture par une couche mince d'épaisseur variant entre 2.5 mm et 3mm ;
- ✓ **Double** : l'épaisseur est de 5 mm à 6 mm ;
- ✓ **Renforcée** : dans le cas échéant, un renforcement du revêtement est préconisé. Il se fait par un enroulement de fonte bitumeux autour de la canalisation.

La pose des conduites se fera avec une très grande attention, afin d'éviter la détérioration de la protection.

#### 5.5.3.2. La protection cathodique

Une des méthodes les plus utilisées industriellement est la protection cathodique qui s'avère généralement peu coûteuse et efficace sur une longue durée lorsque cette technique est maîtrisée et accompagnée d'une bonne connaissance des conditions environnantes.

Cette technique de protection provient du fait qu'en vue de protéger une conduite, il suffit de la transformer en zone d'entrée de courant, puisque la corrosion n'existe qu'aux emplacements où le courant quitte la conduite après vieillissement et détérioration accidentelle de l'enrobage.

#### 5.5.3.3. Protection par anode sacrificielle

Elle a pour but de mettre à profit l'effet du couple galvanique (pile) crée par l'association, dans un même électrolyte, de deux métaux différents : le métal à protéger et un métal moins noble qui constitue l'anode.

Dans ce type de protection, l'anode se consomme par dissolution en portant la surface du métal à protéger au-delà de son potentiel d'immunité.

La protection par anodes sacrificielles n'a pas une durée indéfinie. Elle s'arrête avec la disparition du matériau sacrificiel ou par blocage électrochimique. L'évaluation de sa durée de vie est estimée par calcul du dimensionnement des anodes et par retour d'expérience, généralement une quinzaine d'années.

#### 5.5.4. Protection interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, des perforations dans les canalisations, suite à des dépôts (présence de fer ...etc ) qui se fixent sur les parois, surtout si la vitesse est faible.

En conséquence, il faut prendre garde à Ces eaux qui sont capables de détériorer rapidement un réseau, alors que des eaux de pH acide, faiblement minéralisées, tout en attaquant le tube chimiquement, seront parfaitement tolérées. Il y'a lieu d'éviter toutes les entrées d'air ou dégagement gazeux (aspiration défectueuse des pompes).

En vue de remédier aux inconvénients cités précédemment, il est indispensable tout d'abord, d'exiger un revêtement intérieur très soigné des canalisations constitué :

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

Lors de la réalisation, les travaux devront être suivis attentivement.

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

#### 5.6. CONCLUSION

La pose des conduites est une opération qui doit se faire d'une manière à assurer l'étanchéité des joints, ainsi que l'équilibre des tuyaux. Une mauvaise pose des conduites va se répercuter sur le rendement du réseau et sur les frais d'entretien qui vont augmenter.

Le choix du matériau reste en effet, un facteur très important pour mettre fin d'une manière significative, au phénomène de corrosion. Lorsqu'il s'agit de canalisation en acier, on peut réduire ce problème par les méthodes citées précédemment, mais on ne peut pas l'éliminer. C'est pourquoi, on fait appel à un nouveau matériel qui est le polyéthylène.

## INTRODUCTION

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

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

La conciliation de ces deux tendances nous permet de déterminer le diamètre économique.

### 6.1. TYPES D'ADDITION

De par leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées selon leurs charges :

- ✓ Soit en adduction par refoulement.
- ✓ Soit en adduction gravitaire.
- ✓ Soit en adduction mixte.

#### 6.1.1. Adduction par refoulement

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

#### 6.1.2. Adduction gravitaire

Le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle des réservoirs de desserte, c'est-à-dire sans pression, l'air étant présent dans les canalisations.

#### 6.1.3. 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 conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

### 6.2. CHOIX DU TRACE

Le choix du tracé tient compte des impératifs suivants que l'on doit respecter dans la mesure du possible :

- ✓ Pour des raisons économiques, il est nécessaire d'opter le tracé le plus court possible ;

- ✓ Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des travaux ;
- ✓ Eviter les contres pentes susceptibles de créer des cantonnements d'air aux points hauts qui sont plus ou moins difficiles à éviter; dans le cas de refoulement il peut résulter en ces points une cavitation par suite d'arrêt inopiné pouvant occasionner l'éclatement des canalisations ;
- ✓ Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes et afin de diminuer les pertes de charge ;
- ✓ Eviter les profils horizontaux qui peuvent perturber le régime d'écoulement.

### 6.3. CHOIX DU TYPE DE MATERIAU

Les conduites constituent un des éléments de base d'une chaîne d'adduction, de ce fait le choix du matériau dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- ✓ Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- ✓ Adaptation aux terrains de pose ;
- ✓ Bonne étanchéité ;
- ✓ Facilité d'entretien et mise en service.

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- ✓ Du prix de la fourniture et du transport ;
- ✓ De leur disponibilité sur le marché local.

Parmi les tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue : les tuyaux en fonte, les tuyaux en acier, les tuyaux en amiante ciment, les tuyaux en béton et les tuyaux en matière thermoplastique.

#### 6.3.1. Tuyaux en fonte

La fonte est un alliage de fer et de carbone dont la proportion de carbone varie entre 1,7 % à 5 %. Les tuyaux en fonte sont utilisés pour la distribution, comme pour l'assainissement, ainsi que pour l'irrigation. [3]

##### 6.3.1.1. Avantages des canalisations en fonte ductile

- ✓ Résistance aux pressions élevées ;
- ✓ La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bar pour les tuyaux ne dépassent 600mm de diamètre, et 40 bar pour les tuyaux de diamètre supérieur ;

- ✓ Les longueurs courantes de ces tuyaux sont :
  - 6m pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 800mm) ;
  - 7m à 8,25 à partir de 800mm de diamètre.
- ✓ Très rigide et solide ;
- ✓ Bonne résistance aux forces intérieures.

#### **6.3.1.2. Les inconvénients des canalisations en fonte ductile**

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

#### **6.3.2. Les tuyaux en aciers**

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

La pression d'essai est de 60 bars pour les diamètres compris entre 40 mm et 150 mm, 50 bars pour les diamètres compris entre 180 mm et 270 mm et 40 bars pour les diamètres compris entre 300 mm et 400mm.[3]

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

##### **6.3.2.1. Avantages**

- ✓ Ils n'ont pas besoin comme les tuyaux en fonte de posséder les pièces spéciales (Joints présentant une certaine élasticité) ;
- ✓ Soudable ;
- ✓ Bonne étanchéité ;
- ✓ Peuvent supporter des pressions importantes ;
- ✓ Disponibilité sur le marché ;
- ✓ Ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport, mais plus lourds que les tuyaux en matière plastique ;
- ✓ Par leurs élasticités s'adaptent aux reliefs plus aux moins accidentés ;
- ✓ La longueur courante de ces tuyaux varie entre 6 à 16mètre suivant les diamètres.

### 6.3.2.2. Inconvénients

- ✓ Sensibilité à la corrosion donc ils nécessitent une protection extérieure et intérieure ;
- ✓ Courte durée de vie (20 ans).



**Figure 6.1: Corrosion des conduites**

### 6.3.3. Tuyaux en amiante-ciment

Ils sont constitués de ciment Portland de haute qualité, d'amiante (minérale cristallisé d'origine magmatique) et d'eau.

Ces tuyaux sont reliés à l'aide d'un manchon coulissant, des raccords en amiante-ciment mobile aux deux extrémités également des raccords résistants à la traction. Lorsque les tuyaux en amiante-ciment sont exposés à une corrosion extérieure, il faut les protéger avec un enduit, selon les prescriptions du fournisseur.

Comme l'amiante est un matériau cancérigène, nous observons une réserve concernant ce type de tuyaux.

### 6.3.4. Tuyaux en béton

Tuyaux précontraints avec raccords spéciaux selon les prescriptions, des bagues sont utilisées d'étanchéité de section circulaire. Lors de l'introduction du tuyau dans le manchon, le centrage doit faire l'objet d'une attention particulière (socles en béton, dispositifs de guidage sont recommandés).

Lors de remblayage, Il faut éviter à tout prix un tassement inégal pour des tuyaux qui se suivent. Il est recommandé, immédiatement après l'essai d'étanchéité des raccords, de caler avec du béton les tuyaux assemblés.

### 6.3.5. Les tuyaux thermoplastiques

La matière plastique est un nom collectifs désigne un groupe de matières composées de gigantesques de molécules qu'on appelle macromoléculaires, prenant naissance par voie synthétique qui ont transformé plastiquement au cours d'une ou plusieurs phases de leur composition.

Les conduites d'eau potable en matières thermoplastiques sont principalement réalisées :

- ✓ En chlorure de polyvinyle dur (PVC dur) ;
- ✓ En polyéthylène dur ou souple (PE dur, PE souple).

#### 6.3.5.1. Les tuyaux en PVC (Polychlorure de Vinyle)

Le PVC est un dérivé de l'éthylène. Le monomère est le chlorure de vinyle de formule :  $\text{CH}_2\text{CHCl}$ , une poudre blanche, le point de fusion se situe à 150 °C et le produit se ramollit à 75 °C, sa longueur est de 4 à 6m. Les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes traditionnels (acier, fonte).[12]

Le PVC présente une faible conductivité thermique, un poids spécifique de l'ordre 1,4 ; il est facile à façonner, insensible aux eaux agressives et aux courants vagabonds ou telluriques, sa résistance mécanique est assez élevée.

#### 6.3.5.2. Les tuyaux en polyéthylène (PE)

Le polyéthylène est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples selon une réaction de polymérisation, qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée, en présence de catalyseurs.[12]

La variation d'un ou plusieurs de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue, appelée polymère. Suivant ce procédé on obtient le polyéthylène à basse densité (P.E.B.D) ou à haute densité (P.E.H.D), les points de fusions pour les deux se situent respectivement à 150 °C et 130 °C.

La première application du PE remonte au milieu des années soixante dans le domaine de distribution de gaz naturel (PEHD trait jaunes), puis elles sont étendues pour couvrir celui de distribution de l'eau (PEHD traits bleus) ; l'assainissement (PEHD ondulé : noir à l'extérieur et jaune à l'intérieur), l'irrigation (PEHD noir), et les fluides industriels ...etc.

Le raccordement des tuyaux en polyéthylène s'effectue par accessoires à compression, accessoires électro-soudable et bout à bout.

### A/.Les avantages des tuyaux en PE

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

### B/. Inconvénient du PE

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

### C/.Systèmes de raccordement

Il existe trois types de raccords des tubes en PEHD :

#### ▪ Bout à bout

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PE d'épaisseurs identiques et d'indices de fluidité compatibles entre eux (entre 0,2 et 1,3 g/ 10min). Ce procédé consiste à porter à la température de soudage par un outil chauffant à une température  $T = 230^{\circ}\text{C}$  pendant six minutes les extrémités des tubes (accords).

Après retraitage d'outils chauffants, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues à pression 50 bars, une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement qui est de 43 min.[8]

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

Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir d'un diamètre 90 mm.



**Figure 6.2: bout à bout « bouteuse »**



**Figure 6.3 : Le soudage de bout à bout des tubes en polyéthylène (PEHD)**

- **Les raccords électro soudables**

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface qui, après assemblage, se trouvera au contact de tube. Cette résistance est raccordée à une source d'énergie par des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage.

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

Un mélange intime entre le tube PE et le raccord assure une cohésion et une étanchéité entre eux. Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure zéro fuite, néanmoins, il demande certaines précautions à prendre lors de montage



**Figure 6.4: Assemblage par électro-soudage**

▪ **Les raccords mécaniques**

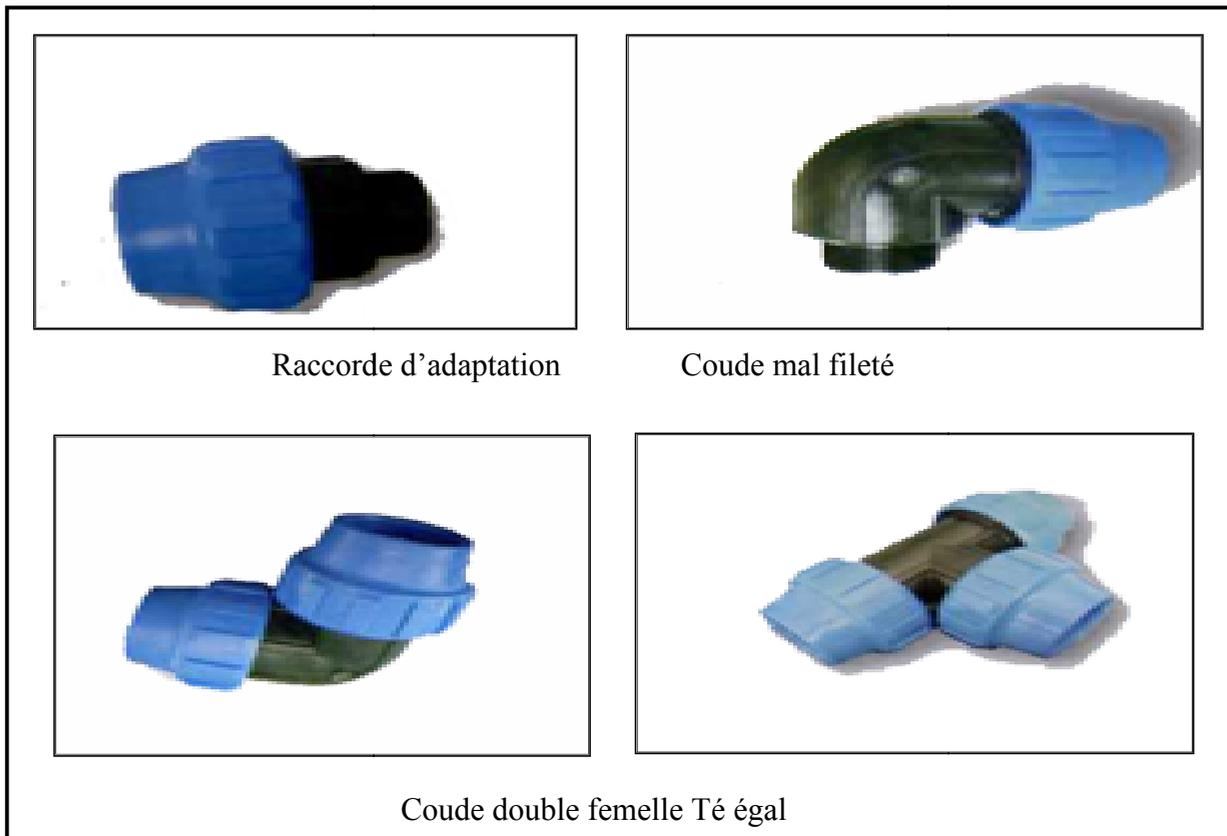
Ces raccords sont soit en matière plastique, soit métallique, ils sont couramment utilisés jusqu'au DN 63 mm, Le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage du raccord. Ce type de raccordement est conseillé pour les petits diamètres, 90mm au maximum. Après coupe, ébavurage et Chau-freinage des tubes, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage de raccord.

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

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



**Figure 6.5.: raccordement mécanique**



**Figure 6.6: Raccordement par accessoires à compression**

#### 6.4. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES DES CONDUITES D'ADDUCTION

Un bon fonctionnement et une meilleure exploitation d'un réseau d'adduction nécessitent, en service normal comme en cas d'incident, que l'on dispose d'un certain nombre d'accessoires : les vannes de sectionnement, les ventouses, les vidanges, les clapets et les crépines.

##### 6.4.1. Les vannes de sectionnement

Elles sont utilisées pour isoler un ou plusieurs tronçons de l'adduction pour l'entretien ou la réparation ; elles permettent aussi la vidange partielle d'un tronçon. On constate deux types de ces vannes :

- ✓ Les robinets à boisseau : comporte un corps contenant une clé évidée, cylindrique, tronconique ou sphérique, ajustée dans un corps. L'obturation est obtenue par une rotation de la clé de 90°.
- ✓ Les robinets à soupape : leur obturation est réalisée par une soupape solidaire d'une vis de commande. La rotation de la vis a pour effet d'appliquer ou non la soupape sur son siège.

## 6.4.2. Les ventouses

Pour évacuer éventuellement l'air entraîné par l'eau, qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau, sans perte initiale d'eau. On peut voir deux types de ventouses :

### 6.4.2.1. Les ventouses manuelles

Sont constituées d'une prise verticale montée sur la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle.

### 6.4.2.2. Les ventouses automatiques

Comportent un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à l'atmosphère par un orifice placé à la partie supérieure de couvercle.[3]

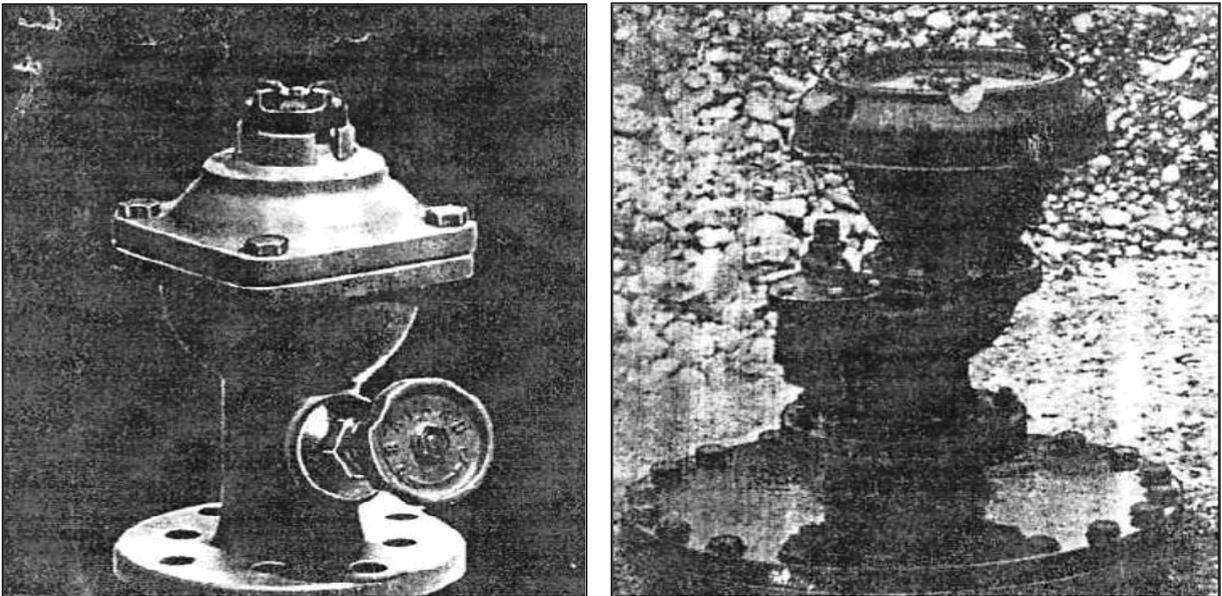


Figure 6.7 : ventouses manuelles

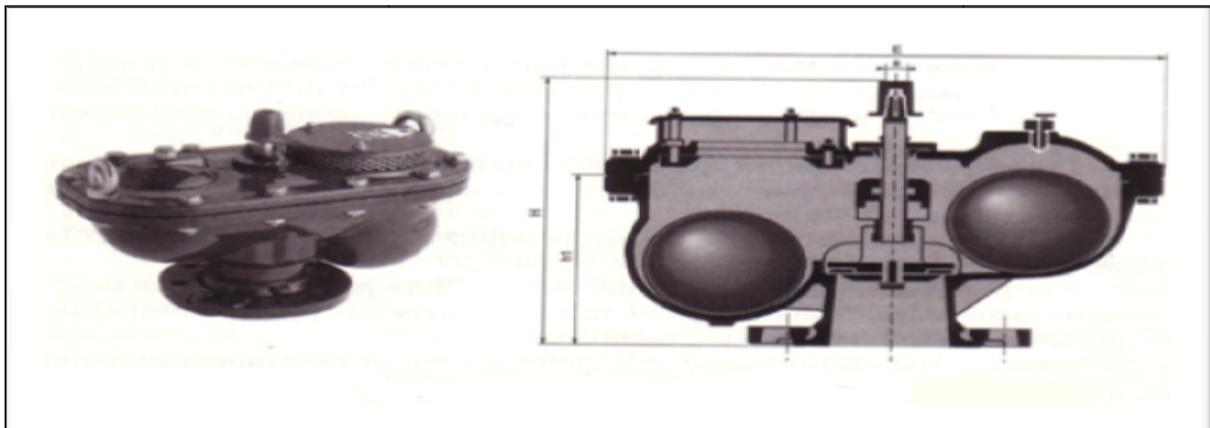


Figure 6.8: Ventouse automatique

### **6.4.3. Les robinets de décharge (vidanges)**

Une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé, en vue de la vidange de la conduite. Cette évacuation s'effectue à l'égout voisin ou, si le point bas se trouve hors de la ville, dans le fossé de la route. Ce robinet, comme toute pièce de ce genre, sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie. Cet appareil doit toujours être facilement accessible.[3]

### **6.4.4. Les clapets**

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau).

Les clapets les plus utilisés sont ceux dites des soupapes de retenue a tuyère où la fermeture est accélérée par un ressort et non provoquée par le retour de l'eau comme dans le clapet a battant, il en résulte une fermeture rapide et sans choc, donc la protection du matériel. Il existe aussi des clapets en caoutchouc qui sont particulièrement silencieux.

### **6.4.5. Les Crépines**

Ce sont des appareils en forme de panier, percées en trous et placées à l'extrémité des canalisations d'aspiration, pour empêcher l'introduction de corps étrangers dans celles-ci.



Ventouse automatique



Ventouse triple fonctions



Clapet anti-retour



Clapet crépine d'une conduite d'aspiration



Clapet anti-retour à bride



Vanne à papillon

Figure 6.9: Quelques accessoires d'un réseau d'A.E.P

## 6.5. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE L'ADDUCTION

### 6.5.1. Etude de l'adduction par refoulement

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement, résultant d'un compromis entre les deux tendances suivantes :

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

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

#### 6.5.1.1. Choix de la gamme des diamètres

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique, on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée par les formules suivantes :

- ✓ Formule générale :

$$D_{ec} = K \sqrt{Q}$$

- ✓ Formule de Bonnin : Si  $K = 1$

$$D_{ec} = \sqrt{Q}$$

- ✓ Formule de Bresse : Si  $K = 1,5$

$$D_{ec} = 1,5 \sqrt{Q}$$

- ✓ Formule de Pavlovski : Si  $K=1,38$

$$D_{ec} = 1,38 Q^{0,48}$$

- ✓ Formule classique :

$$D_{ec} = 1,24 \sqrt{Q}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite en mètre (m).

Q : débit à relever en (m<sup>3</sup>/s).

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

A partir de cette gamme de diamètres, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

### 6.5.1.2. Calcul de la hauteur géométrique

La hauteur géométrique (Hg) est la différence d'altitude entre le plan d'eau de pompage et le lieu à alimenter. Elle est la hauteur d'élévation entre la côte trop-plein du réservoir plus 0,5 m (la lame d'air) et la côte du radier de la station de pompage plus 0,2 m :

$$H_g = (C_a + 0,5) - (C_d + 0,2)$$

Avec :

Hg : hauteur géométrique (m);

C<sub>a</sub>: côte trop-plein du réservoir d'arrivée (m) ;

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

C<sub>d</sub> : côte radier du réservoir de départ ou la station de reprise de départ (m);

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

### 6.5.1.3. Calcul des pertes de charge

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

#### A/. Détermination de perte de charge unitaire

Elle est donnée par la formule universelle de DARCY, appelée aussi par certain pays formule de DARCY-WEISBACH notée :

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

j: Perte de charge unitaire ;

λ: Coefficient de perte de charge ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

V : Vitesse de l'écoulement (m/s).

➤ **Détermination de coefficient de frottement (coefficient de pertes de charges) "λ"**

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

- ❖ **1<sup>er</sup> Cas** : La valeur la plus communément donnée est celle obtenue par l'équation de **COLEBROOK** noté :

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

Avec :

- λ: coefficient de frottement absolu de tuyau ;
- D : Diamètre de la conduite (m)
- K: Paramètre lié à la rugosité de la paroi.
- Re : Nombre de Reynolds, sans dimension, caractérisant la nature de l'écoulement de l'eau dans la conduite. Il est donné par la relation suivante :

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

- ❖ **2<sup>em</sup> Cas** : La formule de **NIKURADSE** noté :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{K}{3,7D} \right]$$

Avec :

- K: Paramètre lié à la rugosité de la paroi.
- D : Diamètre de la conduite (m)

**Remarque** : La résolution de l'équation de COLEBROOK se fera par approximations successives. Une fois le coefficient de perte de charge λ déterminé, celui-ci est injecté dans la formule de DARCY pour avoir la perte de charge unitaire j.

- ❖ **3<sup>em</sup> Cas** : La formule de **POISEUILLE** :

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

Avec :

Re : Nombre de Reynolds.

❖ 4<sup>em</sup> Cas : La formule de BLASIUS :

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

❖ 5<sup>em</sup> Cas : La formule de KARMAN – PRANDEL :

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

- Par ailleurs la formule de HAZEN – WILLIAMS peut aussi être utilisée pour le calcul de la perte de charge unitaire, comme suite :

$$j = 1.218 * 10^{10} * \frac{Q^{1.852}}{C_{hw}^{1.852} D^{4.871}}$$

Où :

D : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;

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

$C_{hw}$  : Coefficient de HAZEN – WILLIAMS, qui dépend de la nature de la paroi interne de la conduite. Pour une conduite neuve  $C_{hw} = 136$ , et pour une conduite vétuste  $C_{hw} = 95$ .

### B/. Les pertes de charge linéaires "J"

Ce sont des pertes de charges régulières, dues aux frottements des molécules d'eau entre elles et contre les parois des conduites. Elles sont obtenue en fonction de les pertes de charge unitaire Elles sont déterminées par la formule de DARCY- WEISBACH suivante :

$$J = j * L$$

Avec :

- ✓ J : pertes de charge linéaires (m);
- ✓ j : perte de charge unitaire (m/ml) ;

**C/. Les pertes de charge singulières "J'"**

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements, diaphragmes ...etc. Les pertes sont estimées de 15%des pertes de charge linéaires. Soit :

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

**D/. Les pertes de charge totales "ΔH"**

La perte de charge totale" H"le long de la conduite est la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$H = J + J'(m)$$

**6.5.1.4. Calcul de la hauteur manométrique totale "Hmt"**

La hauteur manométrique totale présente la somme de la hauteur géométrique (Hg) et la perte de charge totale le long de la conduite :

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

Avec :

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

$H_g$  : hauteur géométrique (m) ;

H: perte de charge totales (m).

**6.5.1.5. Calcul la célérité de l'onde de choc**

Elle est donnée par :

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

Où :

$\rho$  : Masse volumique de l'eau ;

$k$  : compressibilité volumique de l'eau ;

$D$  : diamètre de la conduite ;

$E$  : module d'Young de la paroi ;

$e$  : épaisseur de la conduite (m) ;

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.9 + K \cdot \frac{D}{e}}}$$

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

- K = 0.50 pour une conduite en acier ;
- = 1.00 pour une conduite en fonte ;
- = 4.40 pour une conduite en amiante ciment ;
- = 33.0 pour une conduite en PVC ;
- = 555.0 pour une conduite en PEHD.

#### 6.5.1.6. Calcul la valeur du coup de bélier

La valeur maximale du coup de bélier se calcul par :

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

Avec :

- B : valeur maximale du coup de bélier (m) ;
- g : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

#### 6.5.1.7. Calcul de la puissance absorbée par la pompe "P"

Elle est définie comme étant le travail effectué pendant une unité de temps pour élever un débit "Q" à la hauteur manométrique totale "H<sub>mt</sub>"

Elle est donnée par la formule :

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

Avec :

- P : puissance absorbée par la pompe en (KW) ;
- g : Accélération de la pesanteur ( g = 9,81m/s<sup>2</sup> ) ;
- Q : débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s ) ;
- H<sub>mt</sub> : hauteur manométrique totale (m) ;
- η : Rendement de la pompe compris entre 70% et 80%.

#### 6.5.1.8. Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe (E)

Elle se définit comme suit :

$$E = P \cdot t \cdot 365$$

Avec :

- E : énergie consommée (KWh /an);
- P : puissance absorbée par la pompe en (KW) ;

t: nombre d'heures de pompage (dans notre cas, on a  $t = 18$  h pour la station de pompage SP1 d'Ait Ighil projeté jusqu'au réservoir R500m<sup>3</sup>projeté).

#### 6.5.1.9. Le bilan des frais

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

##### A/. Evaluation des frais d'exploitation

Les frais d'exploitations ( $F_{exp}$ ) d'un système d'adduction sont les coûts de revient de l'énergie électrique (E), nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau de la station de pompage jusqu'au réservoir, ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{exp} = E * P_{ue}(DA)$$

Avec :

$F_{exp}$  : les frais d'exploitations (DA) ;

E : énergie consommée par la pompe (KWh) ;

$P_{ue}$  : tarif de l'énergie électrique donné par les services de Sonelgaz

( $P_{ue} = 4$  DA/KWh).

L'énergie consommée par la pompe dépend de la hauteur manométrique totale (Hmt) qui fait intervenir :

- La hauteur géométrique ( $H_g$ ) ;
- Les pertes de charge totales dans les conduites ( H ).

##### B/. Evaluation des frais d'amortissement $F_{am}$

Le prix de la conduite sera amorti sur 30 ans, qui correspond à une annuité A égale à 8 %en Algérie.

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

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

L : Longueur de la conduite ;

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

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

Avec :

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

Donc:  $A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30}} + 0,08 \Rightarrow A = 0,087\ 9501.$

#### 6.5.1.10. Calcul la surpression et la dépression maximale

Nous avons :

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

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

### 6.5.2. Etude de l'adduction gravitaire

Contrairement à l'adduction par refoulement, dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. L'adduction gravitaire se fait par les conduites en charge.

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

- ✓ Le débit d'écoulement  $Q$  ( $m^3/s$ ).
- ✓ La vitesse moyenne de la conduite  $V$  ( $m/s$ ) ;
- ✓ Le diamètre de la conduite  $D$  ( $m$ ) ;
- ✓ Les pertes de charge  $J$  ( $m$ ).

#### 6.5.2.1. Calcul de la hauteur géométrique

La hauteur géométrique est calculée par :

$$Hg = (Cd + 0.2) - (Ca + 0.5)$$

Avec :

$Cd$  : côte de départ (côte radier du réservoir ou de la station de pompage de départ) en (mètre) ;

$Ca$  : côte trop plein du réservoir d'arrivée en ( $m$ ) ;

0,2 : La hauteur des dépôts dans le réservoir en ( $m$ ) ;

0,5 : La lame d'air en ( $m$ ) ;

### 6.5.2.2. Calcul de la pression au sol

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

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

$H_g$  : hauteur géométrique ;

$H$  : Pertes de charge totales en (m) ;

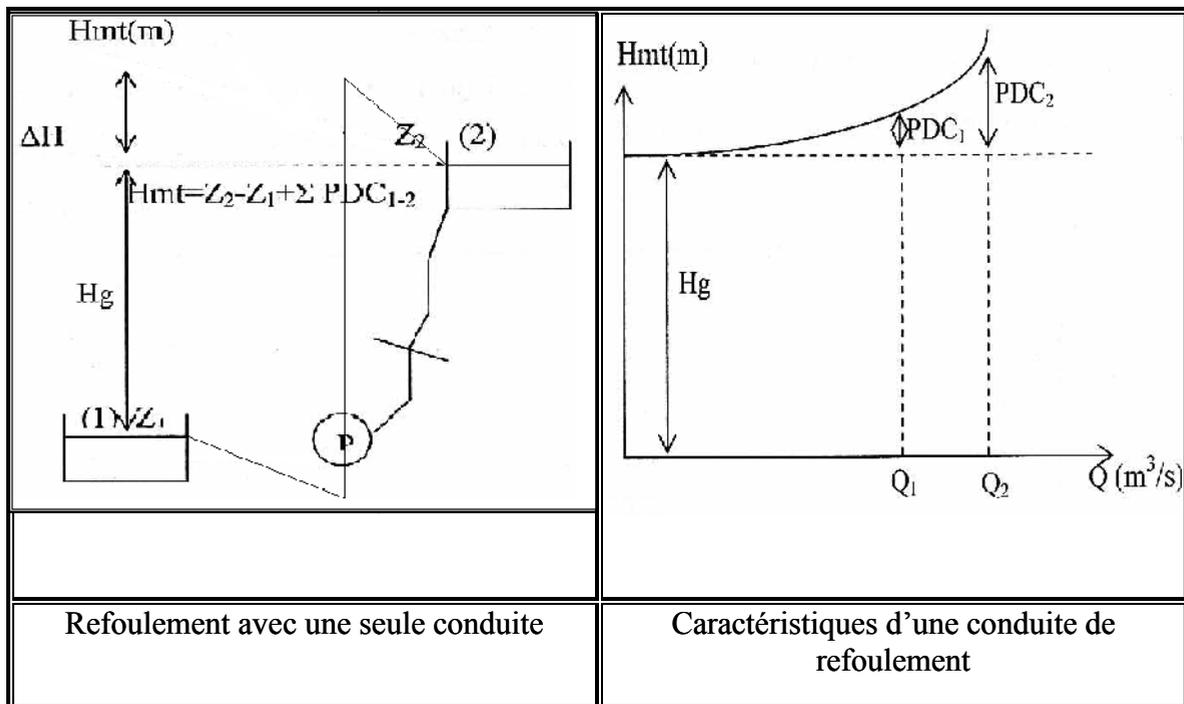
## 6.6. LA LIGNE PIEZOMETRIQUE

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

### 6.6.1. Cas de conduite de refoulement

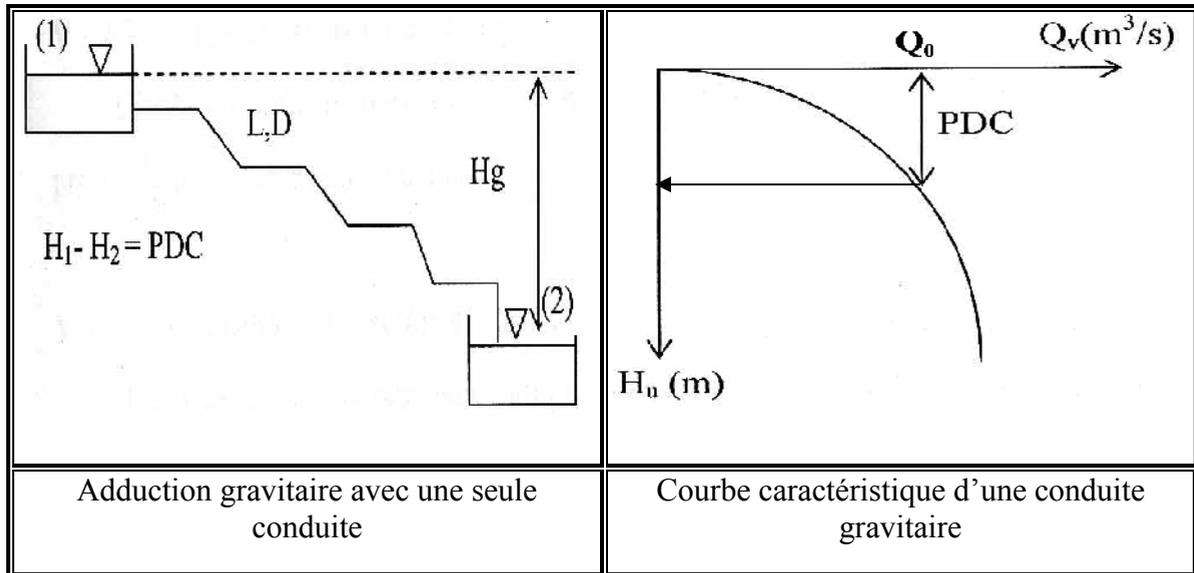
$$H_{\text{mt}} = C_a - C_d + \sum J_{1-2}$$

$H_{\text{mt}}$  : hauteur manométrique totale (m).



**Figure 6.10: Représentation de la ligne piézométrique pour une conduite de refoulement**

### 6.6.2. Cas d'une conduite gravitaire



**Figure 6.11: Représentation d'une conduite gravitaire**

## 6.7. ETUDE DU PROJET

D'après, l'évaluation des différents besoins en eau de la population de la commune **Agouni gueghrane** à long terme (2044), un débit de **50,75 l/s** sera indispensable pour satisfaire une population de **14825** habitants. A ce stade, la chaîne de notre projet en **PEHD** sera alimentée gravitairement à partir d'un réservoir (Tampon) situé à la côte **543.00m NGA**, au village Ait bouaddou vers la station de pompage (SR1) (projetée), qui se situe à la côte **520m : NGA** au village d'ait ighil, en desservant toutes les localités habités sur ce tronçon. Ce réservoir présente une grande importance concernant toutes les communes des **ouadhias**, il est alimenté à partir d'un point de piquage pris au niveau de la commune de Tizi n'tlatha, situé à la côte **543.00m NGA**.

La (SR1) refoule l'eau vers la deuxième station (SR2) situé à la côte **726 m:NGA** au village de Tafssa boumadh, qui doit refouler l'eau à son tour jusqu'au réservoir de **100 m³** de tête (existant) situé à la côte **810,69 m : NGA**. Au final, ce dernier alimente le village Tafssa boumadh et agglomération chef-lieu (Agouni gueghrane). (**Voir figure ... nouvelle chaîne**)

Tableau 6.1 : Récapitulatif de la répartition de débit

Réservoirs	Villages de service	Débit destiné pour les villages		
		Cons.max.J	Cons.max.J	Cons.max.j(l/s)
		(m3/j)	(m3/s)	
Réservoir de tête	tous les villages	4385,407	0,05	50,757
Réservoir 100 m <sup>3</sup> . existant	tafssa boumadh	1036,8	0,012	12
	agouni gueghrane			

## 6.8. CALCUL TECHNIQUE DU PROJET

### 6.8.1. Calcul des conduites gravitaires

6.8.1.1. Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir tampon d'Ait Bouaddou situé à la côte 543 m NGA au réservoir de transit de la station de reprise (SR1) projeté situé à la côte 520 m NGA

Tableau 6.2 : Calcul d'adduction gravitaire du réservoir tampon d'Ait Bouaddou vers le réservoir transit projeté

N°	Désignation de la variable	valeurs				Unités
1	Cote de départ Cd	543				m
2	Cote d'arrivée Ca	520				m
3	Hauteur géométrique Hg	23				m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	50				l/s
5	calcul du diamètre économique D <sub>eco</sub>	223,606				mm
6	Choix des diamètres	200	250	315	400	mm
7	Epaisseur des conduites	18,2	22,7	28,6	36,3	mm
	Diamètre int D <sub>int</sub>	163,6	204,6	257,78	327,4	
8	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1,5	1,019	0,641	0,398	m/sec
TEST DE LA VITESSE		<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est incorrecte</b>	
9	coefficient de rugosité équivalente C <sub>hw</sub>	136	136	136		
10	Longueur de la conduite L	5150				m
11	Perte de charge unitaire j	0,011	0,003	0,001		m/ml
12	Perte de charge linéaires J	60,857	20,524	6,658		m
13	Perte de charge singulières J'	9,128	3,078	0,998		m
14	Perte de charge totales ΔH	69,986	23,602	7,657		m
15	Pression au sol au réservoir d'arrivée P <sub>sol</sub>	-46,986	-0,602	15,342		m
TEST DE LA PRESSION		<b>Incorrecte</b>	<b>Incorrecte</b>	<b>Correcte</b>		
16	Introduire le coefficient K			0,66		
17	Célérité de l'onde de choc a			1336,754		m/sec
18	Valeur du coup de bélier B			87,345		m
19	Suppression maximale P <sub>max</sub>			110,345		m
20	Dépression maximale P <sub>min</sub>			-64,345		m
21	Choix de la pression nominale PN			<b>160</b>		m
22	Prix du mètre linéaire de la conduite Pw			9120,31		
23	Introduire l'annuité A			0,087		
24	frais d'amortissement			<b>4086354,896</b>		<b>DA</b>

D'après le tableau ci-dessus, le diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de tampon d'Ait Bouaddou situé à la côte 543 m NGA au réservoir de transit de (SR1) projeté situé à la côte 520 m NGA est DN **315mm** dont le matériau utilisé est le **PEHD: PN 16**.

## 6.8.2. Calcul de l'adduction par refoulement

**6.8.2.1. Détermination du diamètre économique de la conduite reliant la station (SR1) projeté d'Ait Ighil de côte 518 m NGA au réservoir de transit de (SR2) projeté de côte 726 m NGA situé à Tafssa Boumad**

**Tableau 6.3 : Calcul d'adduction par refoulement de la station (SR1) vers le réservoir de transit projeté de (SR2)**

N°	Désignation de la variable	Valeurs			Unité
1	Cote de départ Cd	518,2			m
2	Cote d'arrivée Ca	730,5			m
3	Hauteur géométrique H <sub>géo</sub>	212,3			m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	61			l/s
5	Calcul du diamètre économique Déco	246,981			mm
6	Choix des diamètres	<b>250</b>	315	400	mm
7	Epaisseur des conduites	22,7	28,6	36,3	mm
	Diamètre intérieur D <sub>int</sub>	204,6	257,78	327,4	
8	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1,243	0,783	0,485	m/sec
TEST DE LA VITESSE		<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est incorrecte</b>	
9	coefficient de rugosité équivalente Chw	136	136		
10	Longueur de la conduite L	1075			m
11	Perte de charge unitaire j	0,0057	0,0018		m/ml
12	Perte de charge linéaires J	6,191	2,0086		m
13	Perte de charge singulières J'	0,928	0,301		m
14	Perte de charge totales ΔH	7,120	2,309		m
15	Hauteur manométrique totale Hmt	219,420	214,609		m
16	Introduire le coefficient K	0,66	0,66		
17	Célérité de l'onde de choc a	1336,755	1336,754		m/sec
18	Valeur du coup de bélier B	169.376	106,695		m
19	Suppression maximale P <sub>max</sub>	381,676	318,995		m
20	Dépression maximale P <sub>min</sub>	42,924	105,604		m
21	Choix de la pression nominale PN	200	200		m
22	Rendement de la pompe η	0,75			
23	Prix du mètre linéaire de la conduite Pw	4797,84	7 448,39		
24	Temps de pompage t	20	20		h
25	Puissance absorbée par la pompe	175071,151	171232,974		kw
26	Energie consommée par la pompe E	1278019406	1250000715		kwh
27	Frais d'exploitations annuels Fex	5112077626	5000002859		
28	Introduire l'annuité A	0,09	0,09		
29	Frais d'amortissement annuels Fam	<b>464191,02</b>	720 631,73		DA

D'après le tableau ci-dessus, le diamètre économique reliant la station (SR1) projeté d'Ait Ighil situé à la côte 518 m NGA au réservoir de transit projeté de (SR2) situé à la côte 726 m NGA est DN **250mm** dont le matériau utilisé est le **PEHD : PN 20**.

**6.8.2.2. Détermination du diamètre économique de la conduite reliant la station (SR2) projeté de Tafssa Boumadh de côte 724 m NGA au réservoir R 100m<sup>3</sup> existant de côte 810,69 m NGA.**

**Tableau 6.4 : Calcul d'adduction par refoulement de la station (SR2) vers le réservoir R 100m<sup>3</sup> existant de tafssa boumadh**

N°	Désignation de la variable	Valeurs				Unité
1	Cote de départ Cd	724,2				m
2	Cote d'arrivée Ca	815,19				m
3	Hauteur géométrique H <sub>géo</sub>	90,99				m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	61				l/s
5	Calcul du diamètre économique Déco	252,982				mm
6	Choix des diamètres	<b>250</b>	315	400	500	mm
7	Epaisseur des conduites	22,7	28,6	36,3	45,4	mm
	Diamètre intérieur D <sub>int</sub>	204,6	257,78	327,4	409,2	
8	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1,243	0,826	0,509	0,326	m/sec
TEST DE LA VITESSE		<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est incorrecte</b>	
9	coefficient de rugosité équivalente Chw	136	136	136		
10	Longueur de la conduite L	467				m
11	Perte de charge unitaire j	0,0057	0,002	0,0007		m/ml
12	Perte de charge linéaires J	2,689	1,066	0,333		m
13	Perte de charge singulières J'	0,403	0,159	0,049		m
14	Perte de charge totales ΔH	3,093	1,226	0,383		m
15	Hauteur manométrique totale Hmt	94,083	88,216	87,373		m
16	Introduire le coefficient K	0,66	555	555		
17	Célérité de l'onde de choc a	1336,755	1336,754	1336,706		m/sec
18	Valeur du coup de bélier B	168,968	112,554	69,356		m
19	Suppression maximale P <sub>max</sub>	259,958	203,544	160,346		m
20	Dépression maximale P <sub>min</sub>	-77,978	-21,564	21,633		m
21	Choix de la pression nominale PN	200	200	200		m
22	Rendement de la pompe η	0,75				
23	Prix du mètre linéaire de la conduite Pw	4797,84	7 448,39	12041,75		
24	Temps de pompage t	16	16	16		h
25	Puissance absorbée par la pompe	75067,132	7998,277	7921,821		kw
26	Energie consommée par la pompe E	547990064,7	52548683,29	52046366,02		kwh
27	Frais d'exploitations annuels F <sub>ex</sub>	2191960259	210194733,2	208185464,1		
28	Introduire l'annuité A	0,09	0,09	0,09		
29	Frais d'amortissement annuels F <sub>am</sub>	<b>201653,2152</b>	312 848,02	505 778,79		DA

D'après le tableau ci-dessus, le diamètre économique reliant la station (SR2) projeté de Tafssa Boumadh situé à la côte 724 m NGA au réservoir existant R100 m<sup>3</sup> situé à la côte 810,69 m NGA est DN **250mm** dont le matériau utilisé est le **PEHD : PN 20**.

### 6.8. Récapitulation de l'adduction

**Tableau 6.5 : Récapitulatif de l'adduction gravitaire**

Tronçon	Mode de transfert	Matériau	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre calculé (mm)	PN (bars)	Frais totaux (DA)
Réservoir tampon vers(SR1) projetée d'Ait Ighil	Gravitaire	PEHD	5150	50	315	16	<b>4086354,896</b>

**Tableau 6.6 : Récapitulatif de l'adduction par refoulement**

Tronçon	Mode de transfert	Matériau	Diamètre calculé (mm)	Débit (l/s)	Longueur (m)	PN (bars)	Frais totaux (DA)
De la (SR1) projetée d'Ait Ighil au réservoir de (SR2) projeté	Refoulement	PEHD	250	61	1075	20	<b>464191,02</b>
De la (SR2) projetée de tafssa boumadh vers le réservoir 100m <sup>3</sup> existant	Refoulement	PEHD	250	61	467	20	<b>201653,2152</b>
<b>Total</b>							<b>665844,235</b>

### CONCLUSION

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

- L'adduction sera composée de deux parties :
  - Une adduction par refoulement composée aussi de deux tronçons, d'une longueur totale de **1542 m** avec un diamètre **250 mm**.
  - Et une partie gravitaire d'une longueur totale de **5150 m** avec un diamètre de **315 mm**.
- Les frais de réalisation s'élèvent à:**4752199,131DA**.

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



## INTRODUCTION

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

### 7.1. FONCTIONS DES RESERVOIRS

- ❖ 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 ;
- ❖ Une pression suffisante dans le réseau de distribution et une marche uniforme des pompes ;
- ❖ 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 peuvent également appeler réservoirs tampons, lorsqu'ils jouent un rôle de relais.

### 7.2. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS

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

#### 7.2.1. Classification selon les matériaux de constructions

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

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

#### 7.2.2. Classification selon la situation des lieux

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

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

### 7.2.3. Classification selon l'usage

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

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

### 7.2.4. Classification selon la forme géométrique

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

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

Il existe également, des réservoirs à forme quelconque (sphérique, conique...).

## 7.3. CONSTRUCTION DES RESERVOIRS

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

### 7.3.1. Détermination de la forme et proportion des réservoirs

#### 7.3.1.1. Forme

En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires, circulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adopté à la forme de la parcelle ou aux conditions de terrain). Ces formes permettent une construction statique sans imprévus et adaptables, une exécution solide avec des possibilités d'agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

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

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

### 7.3.1.2. Hauteur d'eau

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

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

**Tableau. 7.1 Valeurs indicatives concernant les réservoirs**

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

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

### 7.3.2. Mesure de la sécurité dans la construction

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

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

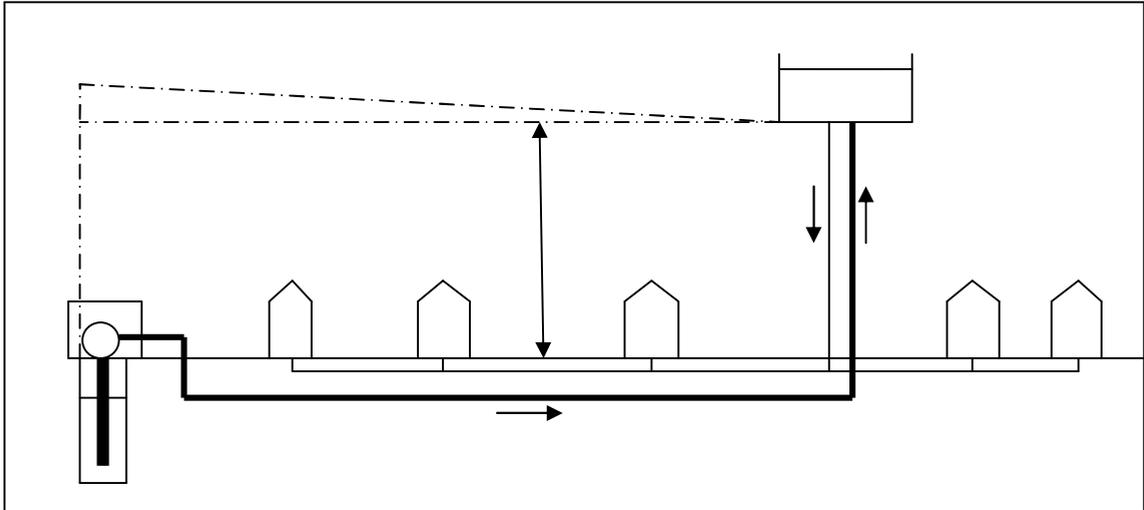
### 7.3.2. Implantation des réservoirs

Le choix de site d'implantation des réservoirs est généralement effectué sur la base des considérations techniques (réalisation d'un système d'adduction et de distribution

techniquement satisfaisant) et économique (peu coûteux), et dépend aussi des conditions topographiques et la nature du sol (sol résistant et non rocheux).

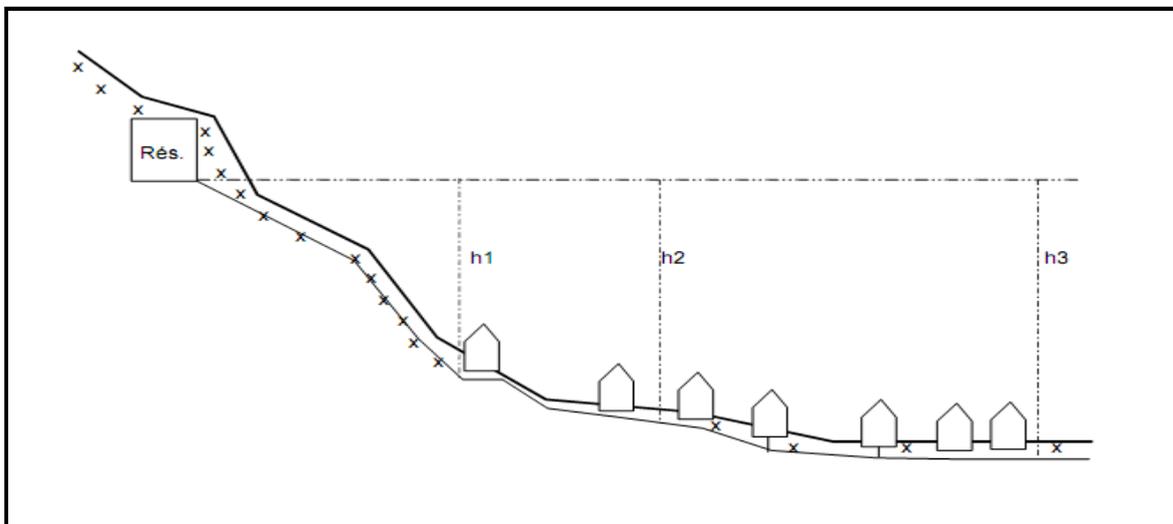
Pour cela, on se forcera de respecter les conditions suivantes :

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



**Figure 7.1. Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération**

- En terrains accidentés, leur emplacement doit être à la plus haute côte piézométrique exigée sur le réseau pour assurer une alimentation de réseau par simple gravité



**Figure 7.2. Emplacement du réservoir en altitude**

Pour des considérations économiques, il est préférable d'opter pour un réservoir semi enterré qui garantit des frais de terrassement moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère au lieu de réaliser un réservoir souterrain

## **7.4. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUE DES RESERVOIRS**

Les réservoirs doivent être équipés de :

### **7.4.1 Conduite d'arrivée ou d'adduction**

La conduite d'arrivée ou d'adduction peut être de type refoulement, comme elle peut être gravitaire. L'arrivée des eaux par la conduite peut être soit : [4]

#### **7.4.1.1. Arrivée par le haut (chute libre)**

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

#### **7.4.1.2. Arrivée en bas (siphon noyé)**

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

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

### **7.4.2. Conduite de départ ou de distribution**

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé 0,15 à 0,20 au-dessus du radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée ; pour éviter l'entraînement dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir .L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration de l'air dans la conduite). [4]

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

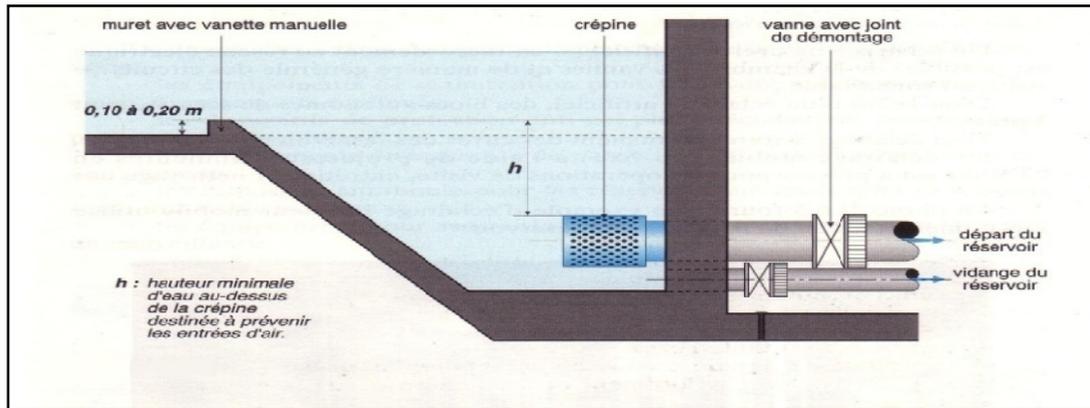


Figure 7.3. Conduites de la distribution et de vidange

### 7.4.3. Conduite de trop plein

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

Dans le cas où la pompe d'alimentation ne sera pas arrêtée, cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation. [3]

### 7.4.4. Conduite de vidange

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

### 7.4.5 Conduite By-pass

Afin d'assurer la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, on doit relier la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass. [12]

Deux situations peuvent se présenter :

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

### 7.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels incendies. Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans

la distribution nous adoptons un dispositif qui est schématisé dans la Figure (7.4) qui fonctionne de la manière suivante :

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

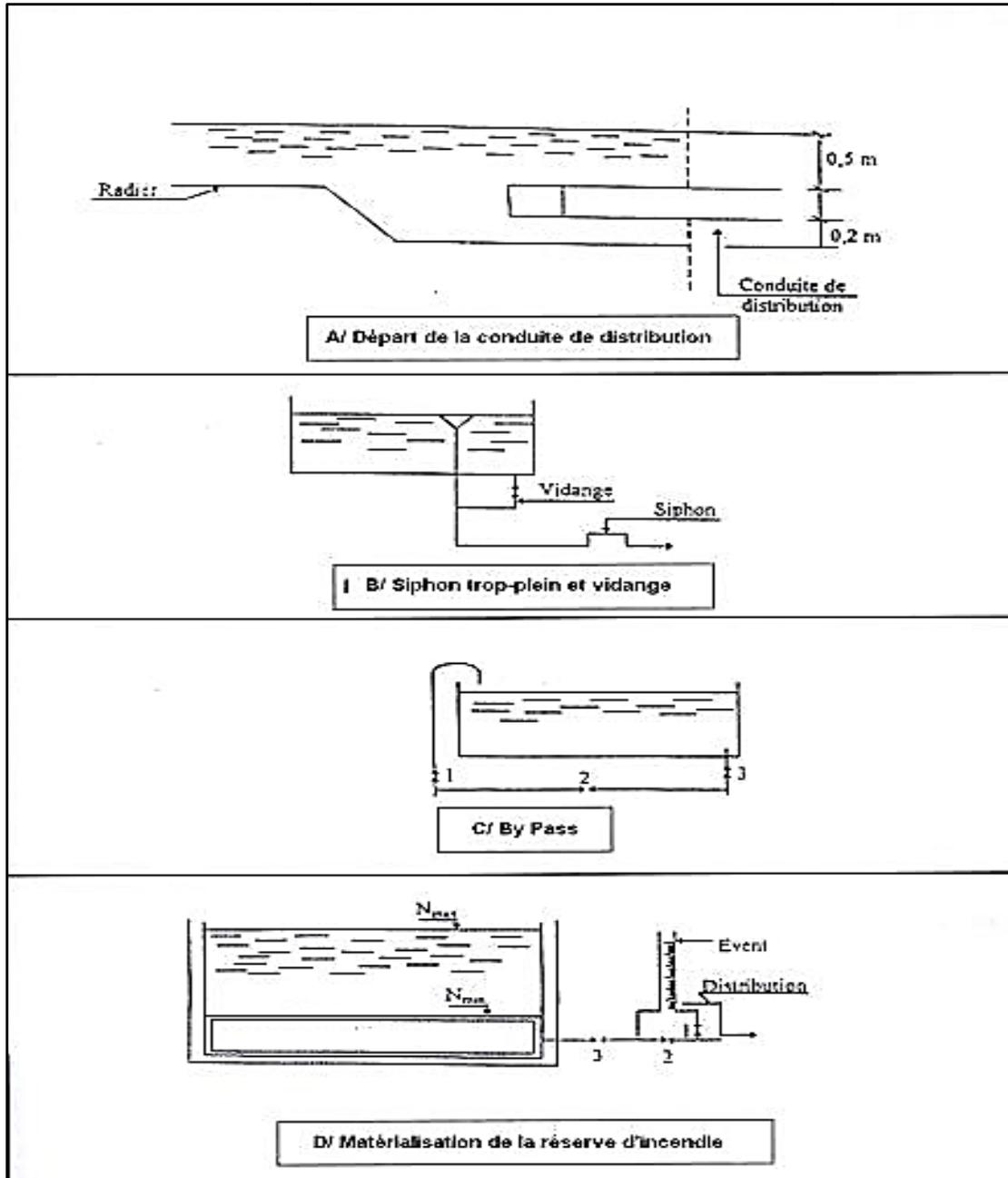


Figure 7.4. Equipements hydrauliques d'un réservoir

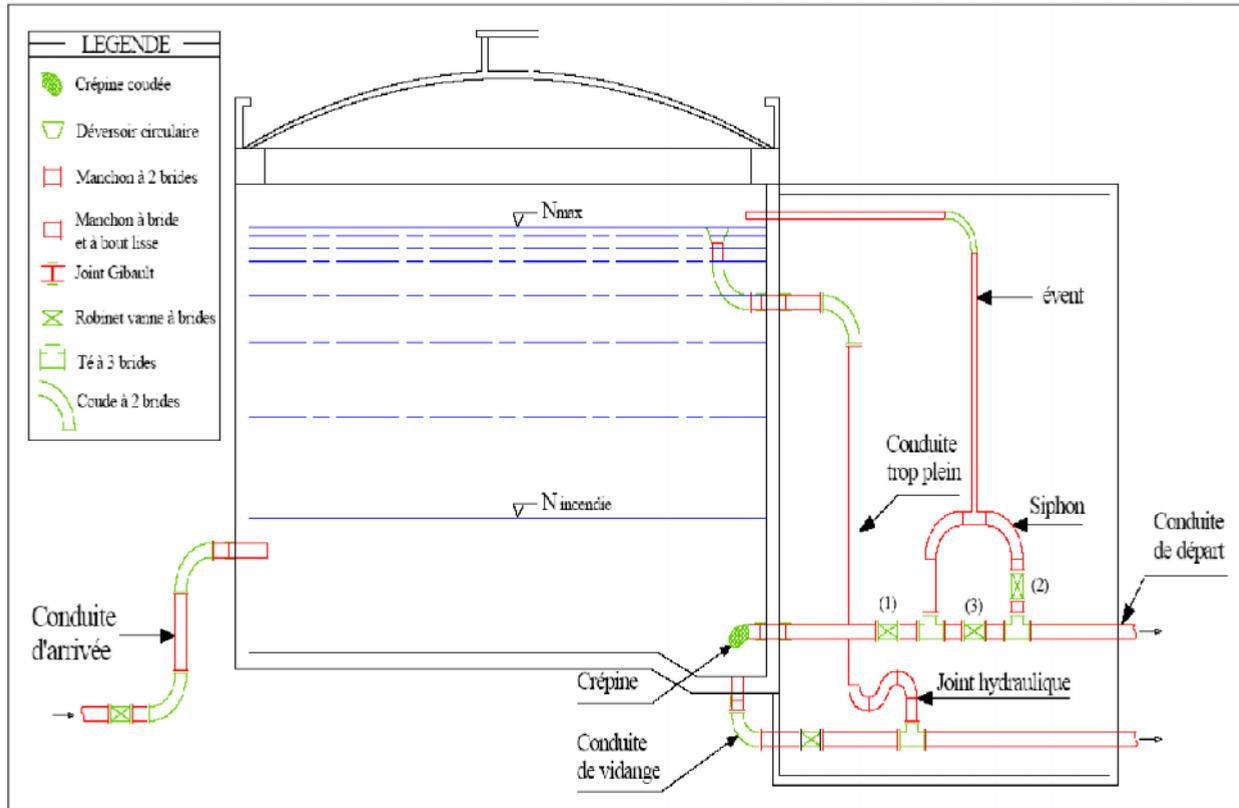


Figure 7.5. Schéma d'un réservoir au sol

#### 7.4.7. Volume des réservoirs

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

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

## 7.5. LES EXIGENCES TECHNIQUES A SATISFAIRE

- ✓ **La résistance du réservoir** : le réservoir doit équilibrer tous les efforts auxquels il est soumis dans toutes ses parties.
- ✓ **L'étanchéité** : le réservoir doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos, sans fuite.
- ✓ **La durabilité** : le réservoir doit être construit par des matériaux qui doivent conserver leur propriété, après un long contact avec le liquide qu'il est destiné à retenir.
- ✓ **L'isolation thermique** : sur tout pour le réservoir surélevé qui reçoit de façon intense le rayonnement solaire. Cette isolation peut être obtenue en recouvrant le couvercle de réservoir d'une couche de gravillon et en montant parallèlement à la paroi latérale un rang de briques qui retient ainsi une couche d'air isolante.

## 7.6. HYGIENE ET SECURITE

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

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochements d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- Etre aérés par les orifices de grillage ;
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre ;
- Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau.

## 7.7. CALCUL DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS

Le volume du réservoir peut se calculer par trois méthodes : - Méthode simplifiée

- Méthode graphique
- Méthode analytique

### 7.7.1. Méthode simplifiée

Le calcul de la capacité du réservoir doit tenir compte des facteurs suivants :

- La capacité de stockage du réservoir :
- En admettant que le volume de transit et de refoulement est de deux heures de réserve,
- Le volume de stockage est de **12 heures** de réserve.
  - La consommation maximale horaire en  $\text{m}^3/\text{h}$  ;
  - La réserve d'incendie est de  $120 \text{ m}^3$ .

### 7.7.1.1. Réservoir de stockage

La capacité du réservoir de stockage peut être calculée comme suit :

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

Ou bien:

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

Avec :

CRS : capacité du réservoir de stockage,

$Q_{max.h}$  : débit horaire maximal,

$Q_{max.j}$  : débit journalier maximal.

### 7.7.1.2. Réservoir de transit

$$CRT = Q_{maxj} \cdot 8,33\%$$

Ou bien:

$$CRT = Q_{maxh} * 2h$$

Avec :

CRT : capacité du réservoir de transit.

### 7.7.1.3. Réservoir de transit et de stockage

$$CRTS = (Q_{maxht} \cdot 2h) + (Q_{maxhs} \cdot 12h)$$

## 7.7.2. Méthode graphique

Elle représente les courbes d'apport et de consommation journalière. Le volume sera obtenu en valeur absolue, comme étant la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond à :  $|\Delta V^+ \max| + |\Delta V^- \max| = \text{Volume de réservoir}$  auquel on ajoute la réserve d'incendie pour obtenir le volume d'incendie. [11]

## 7.7.3. Méthode analytique

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

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

$$Vr = \Delta V^+ + \Delta V^- + \Delta Vri$$

Et :

$$\Delta V = \text{Volume d'apport} - \text{Volume consommé}$$

Où : Volume apport = Volume max journalier

Volume consommée = Volume d'apport  $\times a_h \times 24/100$

Ainsi :

$\Delta V_{ri}$  représente le volume de la réserve d'incendie. Réglementairement, on prévoit pour l'extinction d'un incendie moyen un débit de  $60 \text{ m}^3/\text{h}$  pendant une durée de deux heures, dans notre cas cette réserve sera emmagasinée au niveau du réservoir de tête de tafssa boumadh.

### 7.7.3.1. Calcul de la capacité du réservoir de transit de la station(SR1) d'Ait ighil situé à la côte 520 m NGA

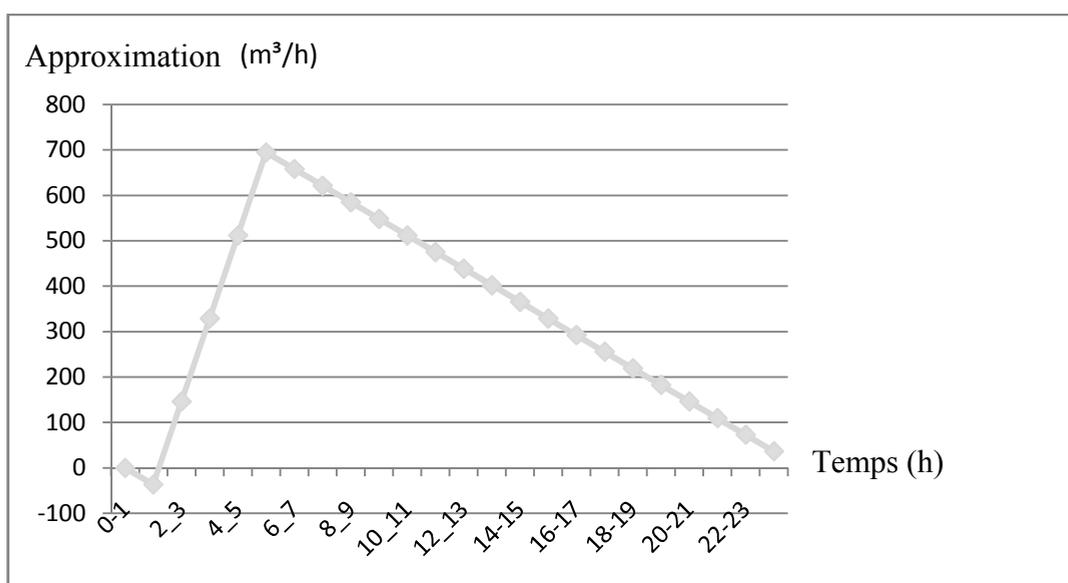
Tableau 7.2: Calcul de la capacité du réservoir de transit

Tranche horaire	Arrivée (m3/h)	Départ (m3/h)	Différence	Approximation	Cumul
0-1	182,725	219,27	-36,545	0	36,545
1-2	182,725	219,27	-36,545	<b>-36,545</b>	0
2-3	182,725	0	182,725	146,18	182,725
3-4	182,725	0	182,725	328,905	365,45
4-5	182,725	0	182,725	511,63	515,175
5-6	182,725	0	182,725	694,355	<b>697,9</b>
6-7	182,725	219,27	-36,545	<b>657,81</b>	661,355
7-8	182,725	219,27	-36,545	621,265	624,81
8-9	182,725	219,27	-36,545	584,72	588,265
9-10	182,725	219,27	-36,545	548,175	551,72
10-11	182,725	219,27	-36,545	511,63	515,175
11-12	182,725	219,27	-36,545	475,085	478,63
12-13	182,725	219,27	-36,545	438,54	442,085
13-14	182,725	219,27	-36,545	401,995	405,54
14-15	182,725	219,27	-36,545	365,45	368,995
15-16	182,725	219,27	-36,545	328,905	332,45
16-17	182,725	219,27	-36,545	292,36	295,905
17-18	182,725	219,27	-36,545	255,815	259,36
18-19	182,725	219,27	-36,545	219,27	222,815
19-20	182,725	219,27	-36,545	182,725	186,27
20-21	182,725	219,27	-36,545	146,18	149,725
21-22	182,725	219,27	-36,545	109,635	113,18
22-23	182,725	219,27	-36,545	73,09	76,635
23-24	182,725	219,27	-36,545	36,545	40,09
<b>Total</b>	<b>4385,4</b>	<b>4385,4</b>	/	/	/

A partir du tableau précédent on déduit la capacité du réservoir de transit à projetée comme suit :

Désignation	Unité	Horizon 2044
<b>Réservoir de transit de (SR1) projeté d'Ait ighil</b>		
Capacité calculé	m <sup>3</sup>	697,9
Capacité du réservoir à projeter	m <sup>3</sup>	700

On peut également déterminer la capacité par la méthode graphique :



**Figure 7.6 : Calcul de la capacité du réservoir de transit projeté**

**Remarque :**

Vu le même débit de refoulement des deux stations pompages projetées, disposées en série, on adopte une même capacité pour leurs réservoirs de transit (CRT1=CRT2=700 m<sup>3</sup>).

On rapporte alors le même résultat pour la station (SR2) projeté dans le tableau qui suit :

Désignation	Unité	Horizon 2044
<b>Réservoir de transit de (SR2) projeté de tafssa boumadh</b>		
Capacité calculé	m <sup>3</sup>	697,9
Capacité du réservoir à projeter	m <sup>3</sup>	700

7.7.3.2. Calcul de la capacité du réservoir de tête de tafssa boumadh situé à la côte  
810.69 m NGA

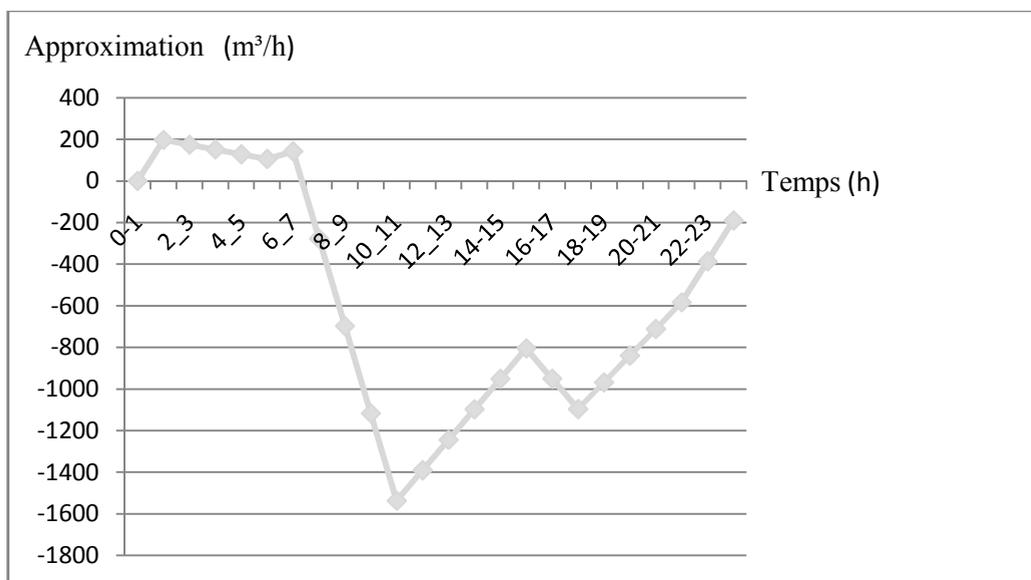
Tableau 7.3: Calcul de la capacité du réservoir de tête Tafssa boumadh

Tranche horaire	Arrivée (m3/h)	Coefficient horaire	Départ (m3/h)	Différence	Approximation	Cumul
0-1	219,6	<b>0,125</b>	22,840	196,759	0	1527,478
1-2	219,6	<b>0,125</b>	22,840	196,759	<b>196,759</b>	<b>1724,237</b>
2-3	0	<b>0,125</b>	22,840	-22,840	173,918	1711,396
3-4	0	<b>0,125</b>	22,840	-22,840	151,078	1688,556
4-5	0	<b>0,125</b>	22,840	-22,840	128,237	1665,715
5-6	0	<b>0,125</b>	22,840	-22,840	105,396	1642,874
6-7	219,6	<b>1</b>	182,725	36,875	142,271	1679,749
7-8	219,6	<b>3,5</b>	639,537	-419,937	-277,665	1259,812
8-9	219,6	<b>3,5</b>	639,537	-419,937	-697,603	839,874
9-10	219,6	<b>3,5</b>	639,537	-419,937	-1117,540	419,937
10-11	219,6	<b>3,5</b>	639,537	-419,937	<b>-1527,478</b>	0
11-12	219,6	<b>0,4</b>	73,09	146,51	-1390,968	146,509
12-13	219,6	<b>0,4</b>	73,09	146,51	-1244,458	293,019
13-14	219,6	<b>0,4</b>	73,09	146,51	-1097,948	439,529
14-15	219,6	<b>0,4</b>	73,09	146,51	-951,438	586,039
15-16	219,6	<b>0,4</b>	73,09	146,51	-804,928	732,549
16-17	219,6	<b>2</b>	365,45	-145,85	-950,778	586,699
17-18	219,6	<b>2</b>	365,45	-145,85	-1096,628	440,849
18-19	219,6	<b>0,5</b>	91,362	128,237	-968,390	569,087
19-20	219,6	<b>0,5</b>	91,362	128,237	-840,153	697,324
20-21	219,6	<b>0,5</b>	91,362	128,237	-711,915	825,562
21-22	219,6	<b>0,5</b>	91,362	128,237	-583,678	953,799
22-23	219,6	<b>0,125</b>	22,840	196,759	-386,918	1150,559
23-24	219,6	<b>0,125</b>	22,840	196,759	-190,159	1347,318
<b>Total</b>	<b>4385,4</b>	<b>24</b>	<b>4385,4</b>	/	/	/

A partir du tableau précédent on déduit la capacité du réservoir de tête de Tafssa boumadh comme suit :

Désignation	Unité	Horizon 2044
<b>Réservoir de tête de tafssa boumadh</b>		
Capacité calculé	m <sup>3</sup>	1724,237
Capacité du réservoir existant	m <sup>3</sup>	100
Déficit	m <sup>3</sup>	1624,237
Réserve d'incendie	m <sup>3</sup>	120
Capacité du réservoir à projeter	m <sup>3</sup>	<b>1750</b>

On peut également déterminer la capacité par la méthode graphique :



**Figure 7.7 : Calcul de la capacité du réservoir de stockage projeté**

### 7.8. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

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

#### 7.8.1. Section des réservoirs projetés

Elles sont déterminées comme suit :

$$V_R = S * H$$

Ce qui donne :

$$S = V_R / H$$

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].

### 7.8.2. Diamètre du réservoir

Le diamètre du réservoir sera déterminé par la relation suivante :

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

Avec :

**D** : diamètre du réservoir [m],

**V<sub>R</sub>** : volume du réservoir projeté [m<sup>3</sup>],

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

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

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

Avec :

**H<sub>inc</sub>** : hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir [m] ;

**V<sub>inc</sub>** : le volume de la réserve d'incendie égale à **120 m<sup>3</sup>**.

Les dimensions des réservoirs sont rapportées sur le tableau suivant :

**Tableau 7. 4 : Caractéristiques des réservoirs projetés**

Réservoirs	V(m <sup>3</sup> )	H(m)	D(m)	S (m <sup>2</sup> )	H <sub>inc</sub> (m)
Réservoir de transit de la (SR1) projetée	700	4	14,93	175	/
Réservoir de transit de la (SR2) projetée	700	4	14,93	175	/
Réservoir de tête projeté	1750	4	23,60	437.5	0,274

**Tableau 7.5 : Récapitulatif des capacités et des frais des réservoirs**

Réservoirs	Capacité des réservoirs (m <sup>3</sup> )	Frais de construction des réservoirs (DA)
Réservoir de transit de la (SR1) projetée	700	17500000
Réservoir de transit de la (SR2) projetée	700	17500000
Réservoir de stockage projeté	1750	43750000
<b>Total</b>	/	<b>78750000</b>

**N.B** : Les frais de construction des réservoirs sont recueillis au niveau de la D.H.W de Tizi-Ouzou, où : **1 m<sup>3</sup> de capacité** → **25000,00 DA**.

## 7.9. CONCLUSION

Le débit destiné à l'alimentation de la région d'étude, sera transféré à l'intermédiaire des réservoirs projetés, dont les caractéristiques sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Nom du réservoir	Type de réservoir	Capacité	Localité	Frais	Frais totaux
		(m <sup>3</sup> )	m NGA	(DA)	(DA)
Réservoir de transit de la (SR1) projetée	transit	700	520	17500000	78750000
Réservoir de transit de la (SR2) projetée	transit	700	726	17500000	
Réservoir de stockage projeté	stockage	1750	810,69	43750000	

## INTRODUCTION

Les pompes sont des machines hydrauliques dont le rôle consiste à relever un débit  $Q$  à une hauteur  $H$  d'une zone à basse pression pour le refouler vers une zone à plus grande pression (transformation de l'énergie mécanique, de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique).

Les pompes centrifuges qui font partie de la famille des pompes dynamiques sont les plus universellement utilisées par rapport aux pompes volumétriques ou pompes à piston, Elles présentent les avantages suivants :

- Accouplées aux moteurs électriques ;
- Constituent des groupes légers, peu coûteux, peu encombrant et d'un très bon rendement.

### 8.1. CLASSIFICATION DES POMPES ET LEURS CARACTERISTIQUES

Les pompes sont classées en deux catégories :

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

#### 8.1.1. Les pompes volumétriques

Elles sont caractérisées par un déplacement de liquide du point d'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de :

- Translation ;
- Rotation ;
- Mixte (translation et rotation).

Elles sont destinées au pompage des fluides visqueux, elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées.

On distingue :- Les pompes volumétriques rotatives ;

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

#### 8.1.2. Les pompes centrifuges (turbopompes)

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

On distingue :

- Les pompes centrifuges à écoulement radial (à basse et haute pression) ;

- Les pompes hélices à écoulement radial ;
- Les pompes hélico-centrifuges à écoulement mixte.

### 8.1.3. Autres pompes

- Les éleveurs à hélice ou vis d'Archimède ;
- Le pompage à émulsion ou air lift.

## 8.2. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT D'UNE POMPE CENTRIFUGE

Le principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge est le suivant :

Supposant une pompe pleine d'eau ; sous l'effet de rotation de la turbine entraînée par le moteur, l'eau qui arrive dans la région axiale, ou œillard, est projetée à la périphérie, et de ce fait, engendre une dépression, ce qui engendre un appel des tranches suivantes et, par suite, un écoulement continue de la veine liquide, laquelle est recueillie par la volute ou par le diffuseur, et dirigée dans la conduite de refoulement.

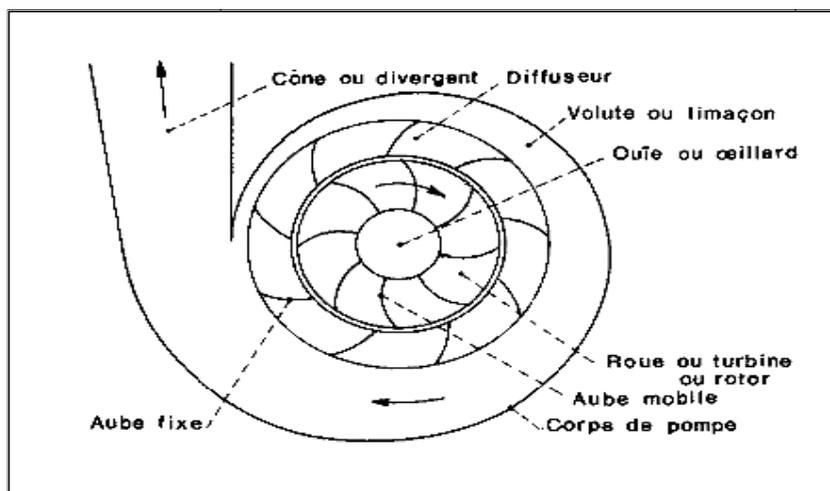


Figure 8.1 : Constitution d'une pompe

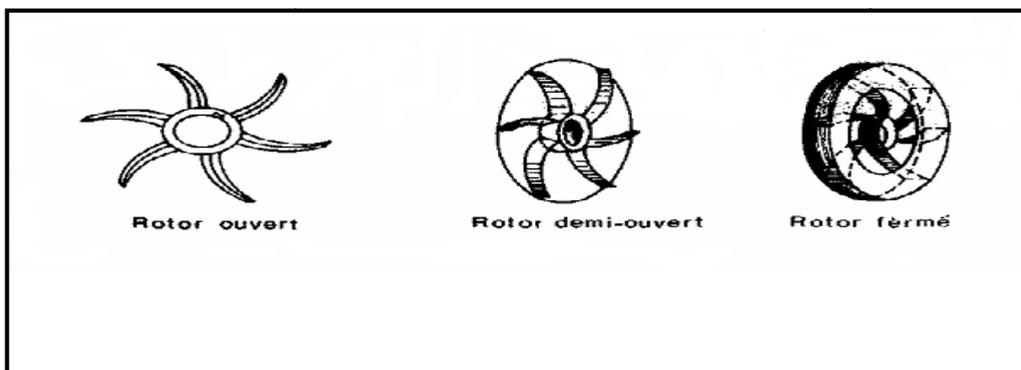


Figure 8.2 : Types de rotors

### 8.3. COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES

Le fonctionnement d'une pompe centrifuge aux différents régimes est caractérisée par une équation à trois dimensions  $H$ ,  $Q$  et  $N$  difficile à interpréter. Deux auteurs, **Rateau** et **Bergeron**, ont imaginé un système à deux dimensions plus simples à manier.

Dans ce mode de représentation, on considère qu'une des trois variables  $H$ ,  $Q$  et  $N$  est constante ; ce qui permet d'obtenir une équation à deux variables.

En général, c'est la variable  $N$  qui est supposée constante. Pour une pompe centrifuge on étudie les caractéristiques suivante: - Caractéristique  $H=f(Q)$  à vitesse constante ;

- Caractéristique  $P=f(Q)$  à vitesse constante ;

- Caractéristique  $\eta =f(Q)$  à vitesse constante.

➤ **Courbe débit-hauteur :  $H = f(Q)$**

Elle présente les variations de la hauteur manométrique totale d'élévation susceptible d'être fournie par la pompe en fonction du débit  $Q$ .

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

Elle présente pour chaque type de pompe un maximum au voisinage duquel il faudra utiliser la pompe. Le rendement tient compte des pertes d'énergie dans les pompes : pertes hydrauliques, volumétriques et mécaniques. Elle passe par l'origine puisque à  $Q = 0$ , le rendement ( $\eta$ ) est nul.

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

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

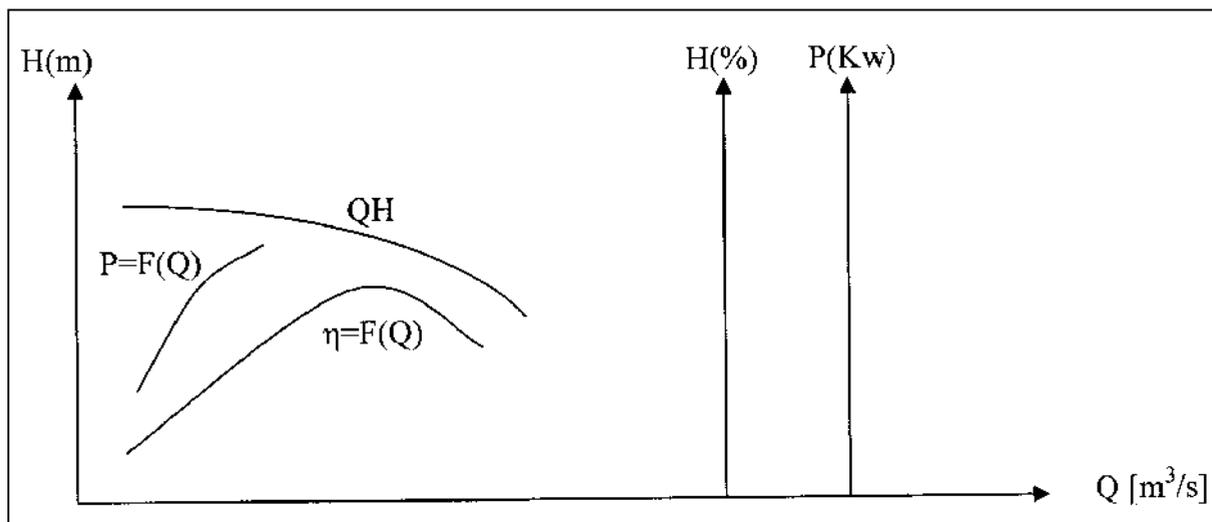


Figure 8.3 : Différentes courbes caractéristiques d'une pompe

## 8.4. CHOIX DE POMPES

Le choix des pompes est conditionné par les paramètres suivants :

- 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 minimale ;
- Etre fabriquée en séries ;
- Exploitation simple ;

Ce choix se fait à l'aide des courbes caractéristiques que le constructeur établit pour chaque type de pompe.[13]

## 8.5. ELEMENT DE BASE POUR LE CALCUL ET LE CHOIX DE POMPES

Les caractéristiques qui différencient les pompes centrifuges découlent des caractéristiques de calcul suivant:

- Hauteur manométrique totale  $H_{mt}$ ,
- La vitesse de rotation  $n$  ;
- Le débit  $Q$  ;
- La puissance utile  $P_u$  ;
- Le rendement  $\eta$ .

### 8.5.1. Hauteur manométrique totale d'élévation $H_{mt}$

La  $H_{mt}$  d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne d'eau (m.c.e) entre les orifices d'aspiration et de refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale), y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement ( $J_{asp}$ ,  $J_{ref}$ ).[13]

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref}$$

### 8.5.2. La vitesse de rotation

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

Le déplacement angulaire ( $w$ ) qu'effectue une pompe pendant l'unité de temps s'appelle vitesse angulaire. [13]

$$w = \frac{2\pi N}{60} = \frac{\pi N}{30}$$

### 8.5.3. 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 ». Il s'exprime en litres par secondes (l/s) ou, plus pratiquement en mètres cubes par heure (m<sup>3</sup>/h). [10]

- 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 :

$$Q = V \frac{\pi D^2}{4} (m^3/s)$$

ou bien :

$$Ci = \frac{Q}{N} (m^3/tr)$$

Avec :

- Q : débit en (m<sup>3</sup>/s) ;
- V : vitesse d'écoulement en (m/s) ;
- D : diamètre de la canalisation en (m).
- N : nombre de tour

### 8.5.4. Les puissances (utiles et absorbées)

On définit la puissance interne (puissance utile du moteur d'entraînement), celle disponible au niveau de l'arbre de la roue. On définit la puissance utile (puissance hydraulique), celle reçue effectivement par le fluide en sortant de la pompe. [14]

Elle s'exprime par :

$$Pu = \rho \cdot g \cdot Q \cdot Hmt$$

Avec :

P : la puissance utile on WATT

$\rho$ : La densité en (kg/m<sup>3</sup>)

g : est l'accélération de la pesanteur en m/s<sup>2</sup>

Q : est le débit volume en m<sup>3</sup>/s

H:la hauteur manométrique (m.c.e)

### 8.5.5. Le rendement

Le rendement global tient compte de toutes les pertes (fuites, frottement, chocs...). Le rapport de la puissance utile  $P_u$  et la puissance absorbée  $P_a$  est le rendement du groupe électropompe  $\eta_p$  :

$$\eta_p = \frac{\text{Hydraulique}}{\text{Pmécanique}} = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho g Q H_{mt}}{P_a}$$

### 8.6. LES MODES DE COUPLAGE

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

#### 8.6.1. Couplage en série

Dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde.
- Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent. Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

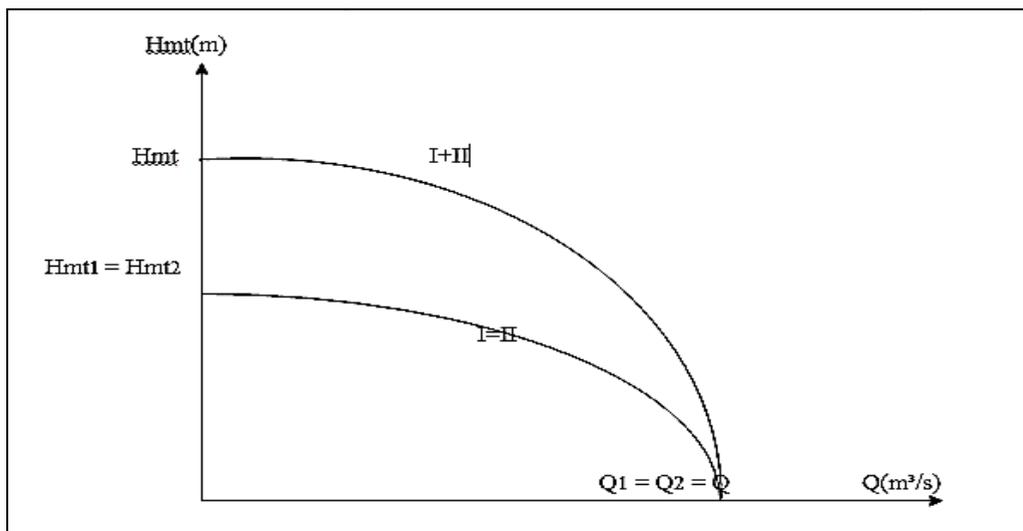


Figure 8.4 : Couplage de deux pompes identiques en série

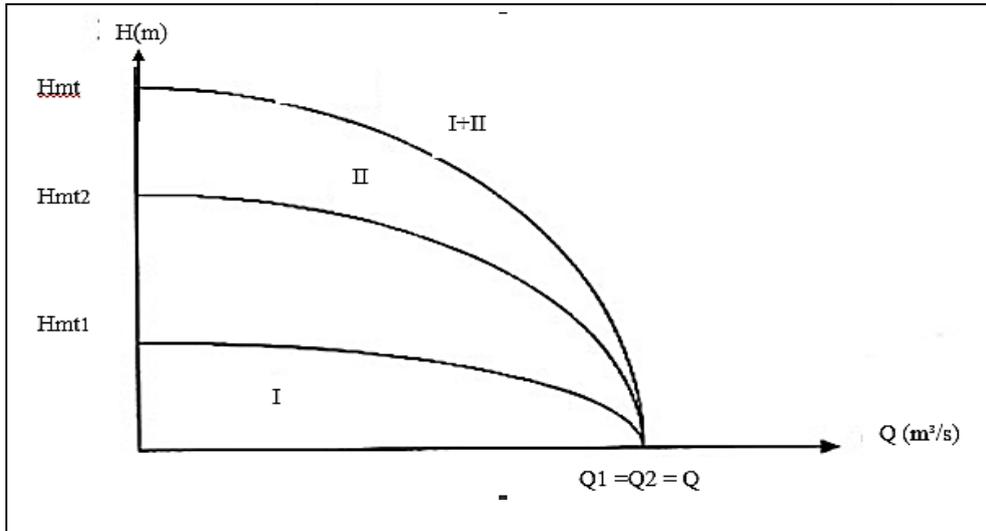


Figure 8.5: Couplage de deux pompes différentes en série

### 8.6.2. Couplage en parallèle

- ✓ Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.
- ✓ Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- ✓ ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

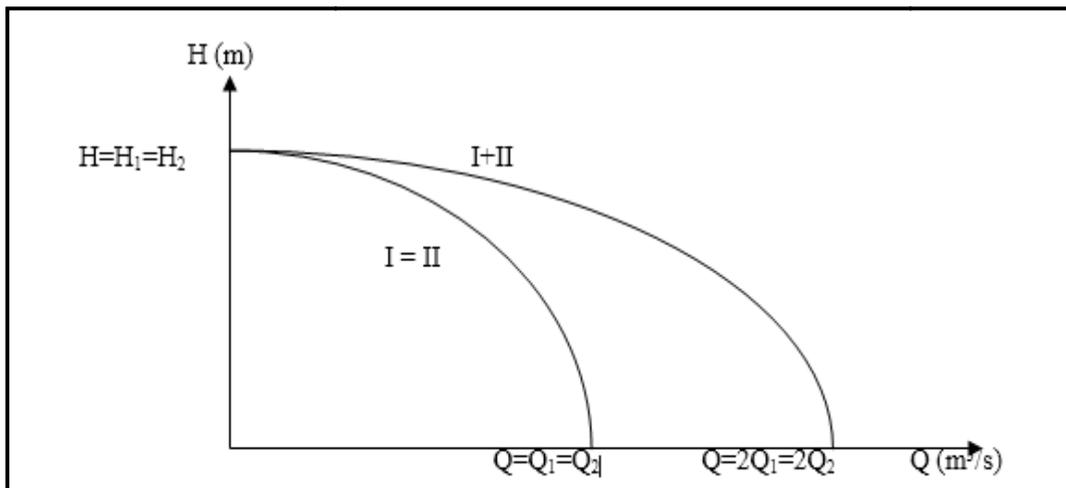


Figure 8.6: Couplage de deux pompes identiques en parallèle

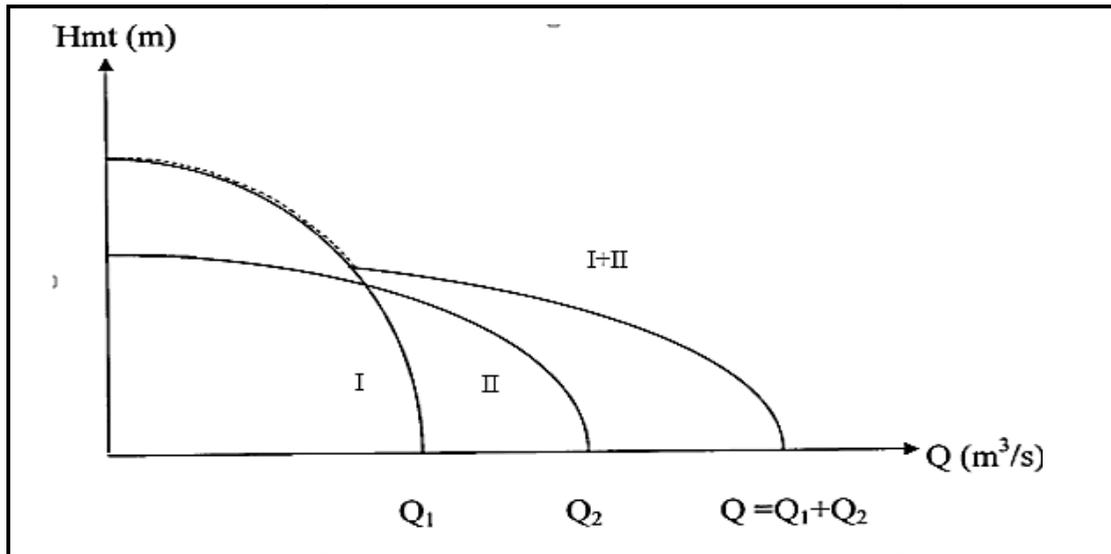


Figure 8.7: Couplage de deux pompes différentes en parallèle

### 8.7. POINT DE FONCTIONNEMENT D'UNE POMPE CENTRIFUGE

Le point de fonctionnement d'une pompe débitant dans une conduite est défini par un débit «  $Q$  » et une hauteur «  $H$  », il est représenté par le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe  $C_{cp}$  dite caractéristique débitante et la courbe caractéristique de la conduite  $C_{cc}$  dite caractéristique résistante.

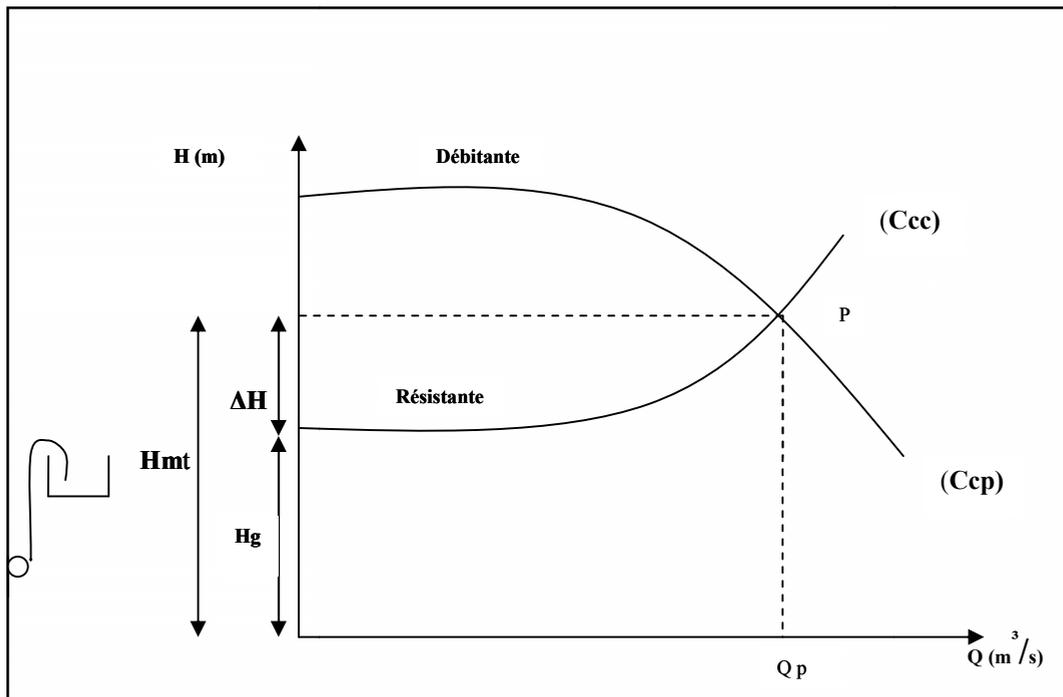


Figure 8.8 : Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite

### 8.7.1. Principe de détermination du point de fonctionnement

Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec le point de fonctionnement de la pompe dans ce cas la pompe fonctionne dans des conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe). Sinon, on sera dans l'obligation de porter des modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement.

Le débit correspondant à ce point doit se confondre avec le débit appelé, sinon il faut procéder à l'un des modes de réglage suivants :

#### 8.7.1.1. Vannage sur la canalisation de refoulement

La fermeture de la vanne augmente les pertes de charge. On déplace ainsi le point de fonctionnement. Le vannage n'est qu'une solution provisoire, car il diminue le rendement et augmente la consommation.

#### 8.7.1.2. Rognage de la roue

Par diminution du diamètre de la roue, il est possible de modifier la caractéristique de la pompe, cependant la possibilité de rognage est limitée de 0,5 à 10%, pour éviter une dégradation importante du rendement.

#### 8.7.1.3. Réduction du temps de pompage

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné et avoir par conséquence un débit à relever supérieur à celui désiré, et la durée de pompage sera diminuée.

## 8.8. COURBES CARACTERISQUES D'UNE CONDUITE

Connaissant les caractéristiques d'une canalisation (longueur, diamètre, rugosité des parois) et des accessoires qui s'y trouvent intercalés, il est possible de calculer pour différents débits possible qui la traversent, les pertes de charges totales :

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

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

$$Q = V_m S \Rightarrow V_m = \frac{Q}{S}$$

$$\text{Avec: } S = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow V_m = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

En remplaçant la vitesse par sa valeur :  $H = 1,15 \frac{8 \lambda \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} = K Q^2$

Donc :

$$H = KQ^2$$

Avec :

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

Avec : L : longueur de la canalisation en (m) ;

D : diamètre de la conduite en (m) ;

V<sub>m</sub> : vitesse moyenne de l'écoulement en (m/s) ;

λ : Coefficient de perte de charge (sans dimension) ;

g : accélération de la pesanteur en (m/s<sup>2</sup>).

### 8.9. PHENOMENE DE CAVITATION

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.



**Figure 8.9: Photos illustrant le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge**

Le phénomène de cavitation est reconnaissable par :

- ✓ Une chute des courbes caractéristiques des pompes (diminution du débit et de la pression) ;
- ✓ Chocs et vibrations notables ;
- ✓ Des bruits de cailloux brassés.

Ce phénomène est dû à la baisse de pression occasionnée par:

- ✓ L'élévation géométrique au-dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe ;
- ✓ Les pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration ;

- ✓ L'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement particulièrement importante dans la roue de la pompe.

### 8.9.1. NPSH - Net Positive Section Head

« NPSH » est l'abréviation anglo-saxonne de « Net Positive Suction Head », qui se traduit en français par : « Charge Totale Nette à l'Aspiration ». D'une manière plus concrète, cela représente la pression qui existera à l'aspiration de la pompe, uniquement du fait du réseau et du liquide pompé (quelque soit la pompe utilisée).

Par définition le NPSH est la pression totale en [m] de colonne liquide pompée déterminée à la bride d'aspiration de la pompe, moins la  $P_v$  du liquide à la température de fonctionnement. [15]

#### ❖ NPSH requis

C'est la valeur minimale de NPSH à partir de laquelle la pompe fonctionne sans cavitation, cette valeur sera donnée par le constructeur. Le constructeur des pompes donnent la courbe caractéristique du NPSH<sub>r</sub> [ $NPSH_r=f(Q)$ ] correspondant au diamètre nominal de la roue. Si la roue est rognée le NPSH<sub>r</sub> est modifié.

#### ❖ NPSH disponible

Suivant la configuration de montage et du produit véhiculé, il y a une pression  $P_a$  à l'aspiration de la pompe. En conséquence seule la quantité de pression supérieure à  $P_v$  sera utile (si cette pression arrive à la  $P_v$  on aura du gaz à l'entrée de la pompe).

Pour le NPSH disponible ou d'installation ; il s'agit de la pression à l'aspiration régnant effectivement à l'entrée d'une pompe, et que l'utilisateur doit définir pour choisir correctement sa pompe. C'est donc, la pression totale en [m] de colonne liquide pompée déterminée à la bride d'aspiration de la pompe, moins la  $P_v$  du liquide à la température de fonctionnement.

En pratique, pour qu'une pompe puisse fonctionner normalement (sans CAVITATION), il faut calculer le NPSH disponible et vérifier qu'il est bien supérieur au NPSH requis (qu'on ait déterminé à l'aide de la courbe fournie par le constructeur). [15]

On a donc: **NPSH disponible > NPSH requis → sans cavitation.**

**NPSH disponible ≤ NPSH requis → avec cavitation.**

### 8.9.2. Calcul du NPSH<sub>d</sub>

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

$$Z_0 + \frac{P_0}{\varpi} = \left( Z_1 + \frac{P_1}{\varpi} + \frac{V^2}{2g} \right) + j_{asp}$$

$$\frac{P_1}{\varpi} + \frac{V^2}{2g} = \frac{P_0}{\varpi} + (Z_0 - Z_1) - j_{asp}$$

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

$$NPSH_d = \frac{P_1}{\varpi} + \frac{V^2}{2g} - h_v = \frac{P_0}{\varpi} + (Z_0 - Z_1) - j_{asp} - h_v$$

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

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

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - (H_a + j_a + h_v)$$

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

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

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

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

Cette formule est appliquée dans le cas où la pompe travaille en aspiration, pompe installée au-dessus du plan d'eau.

Pour les réservoirs ouverts, où la pression au plan d'aspiration est égale à la pression atmosphérique (10m), l'expression devient :

$$NPSH_d = 10 + H_a - j_a \quad [\text{m}]$$

(On prend:  $\frac{P_0}{\varpi} - h_v = 10\text{m}$ )

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.

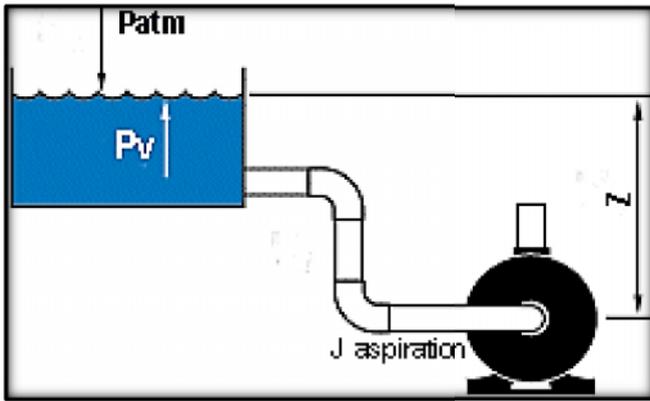


Figure 8.10 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge

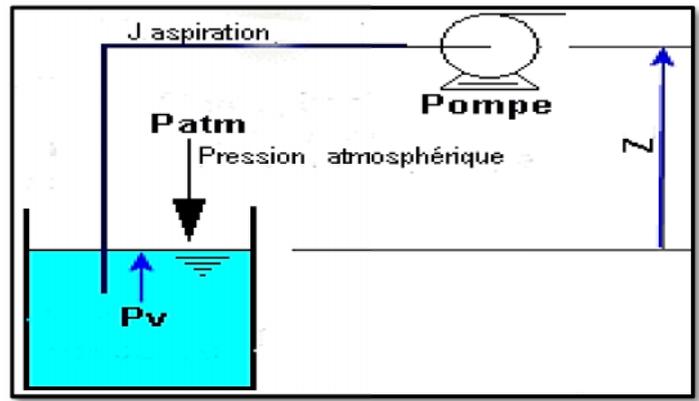


Figure 8.11 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression

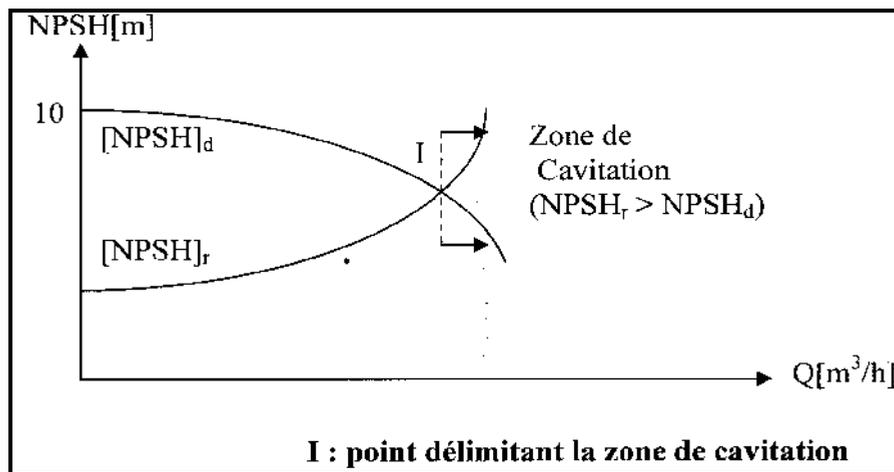


Figure 8.12: Graphe des courbes NPSH

### 8.10. AMORCAGE 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 :

- 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 trois types d'amorceur :

#### 8.10.1. Amorceur à gaz d'échappement

Les gaz d'échappement sont déviés de leur passage normal vers le trajet de l'éjecteur ou ils atteignent une vitesse importante. La dépression crée lors du passage dans un cône de

venturi permet d'aspirer l'air contenu dans la ligne d'aspiration puis l'eau au fur et à mesure monte pour atteindre les pales de la roue.

Dès que l'amorçage est terminé le conducteur bascule le levier d'amorçage afin que ces gaz reprennent le trajet normal.

### **8.10.2. Amorceur par éjecteur hydraulique**

Un réservoir contient une certaine quantité d'eau nécessaire à l'amorçage. Cette eau mise en mouvement par une turbine d'alimentation et passant à grande vitesse par un cône de venturi aspire l'air contenu dans la ligne faisant monter grâce à la pression atmosphérique l'eau dans la ligne.

### **8.10.3. Amorceur à anneau d'eau**

Le corps est rempli d'eau qui, sous l'effet de la rotation de la roue à palettes d'axe excentré, forme un anneau d'étanchéité.

L'air, contenu dans la ligne entre par dépression dans l'amorceur par une fenêtre d'aspiration et passe par des chambres de capacités de plus en plus réduites pour finalement être rejeté par la fenêtre de refoulement. Le temps d'amorçage ne doit pas durer plus de 50 secondes.

### **8.10.4. L'hydro-injecteur**

Ce n'est pas un amorceur à proprement dit. Il fait partie des accessoires hydrauliques. Il sert aux épuisements jusqu'à 25 mètres de dénivelé et au pompage à partir d'une nappe d'eau à des hauteurs supérieures à celle d'un engin pompe traditionnel.

## **8.11. CAS DES POMPES VERTICALES**

Lorsque des pompes sont destinées à fonctionner noyées, il suffit de descendre l'engin (pompe ou groupe motopompe immergée) à une profondeur suffisante dans le puits ou forage, de façon qu'à l'arrêt le niveau statique dans l'ouvrage de captage soit situé au-dessus de la pompe. Ainsi la pompe est pleine d'eau est toujours amorcée, elle peut donc démarrer sans aucun artifice.

## **8.12. ETUDE ET CHOIX DES POMPE**

### **8.12.1. Elévation de la station de reprise (SR1) projetée à la côte 518 m NGA vers la station de reprise (SR2) projetée à la côte 726 m NGA**

- Débit à relever : **219.27 m<sup>3</sup> / h**
- Hauteur manométrique totale d'élévation : **Hmt = 219.42 m**
- Hauteur géométrique : **212.3 m**

- Longueur de la conduite :  $L = 1075 \text{ m}$  ;
- Diamètre de la conduite :  $D = 204,6 \text{ mm}$  ( $D_{\text{ext}} = 250 \text{ mm}$ ) ;
- $\lambda = 0,016$

### 8.12.1.1. Choix de la pompe

Vu la disposition des deux stations de reprises en série d'après la nouvelle chaîne d'adduction. En tenant compte du débit  $Q$  et de la hauteur manométrique  $H_{mt}$ , nous avons choisi du catalogue des pompes **Jeumont Schneider**(Annexes IV, V) donnés par la **DHW**, trois pompe multicellulaire de type **150 NM** à 6 étages avec :

- Vitesse de rotation :  $N = 1450 \text{ tr /mn}$
- Diamètre de la roue :  $D = 344 \text{ mm}$
- Rendement maximal :  $\eta = 75 \%$

### Remarque

Le point désiré  $p(Q, H_{mt})$  tombe sur une courbe correspondante à une pompe de type **150 NM** à 6 étages et ce, signifie que notre pompe n'a pas besoin d'un réglage : ni par réduction de temps de pompage, ni par vannage sur le refoulement, ni par rognage.

### 8.12.1.2. Caractéristiques de la pompe

<b>Q (m<sup>3</sup>/h)</b>	<b>0</b>	<b>100</b>	<b>200</b>	<b>300</b>
<b>H<sub>mt</sub> (m)</b>	<b>240</b>	<b>236</b>	<b>220</b>	<b>180</b>

### 8.12.1.3. Caractéristiques de la conduite

Equation de la conduite de refoulement :

$$H_{mt} = H_g + \frac{1,15 \times 8 \lambda L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} Q^2$$

$$H_{mt} = H_g + KQ^2$$

Avec :  $H_g = 212.3 \text{ m}$

$D_{\text{ext}} = 250 \text{ mm}$ ,  $D_{\text{int}} = 204.6 \text{ mm}$

$\lambda = 0,016$ ,  $L = 1075 \text{ m}$

$$\text{Donc: } K = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot \lambda \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot 0,016 \cdot 1075}{9,81 \cdot \pi^2 \cdot (0,2046)^5}$$

$$K = 4563.1 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

Alors :  $H_{mt} = H_g + KQ^2$

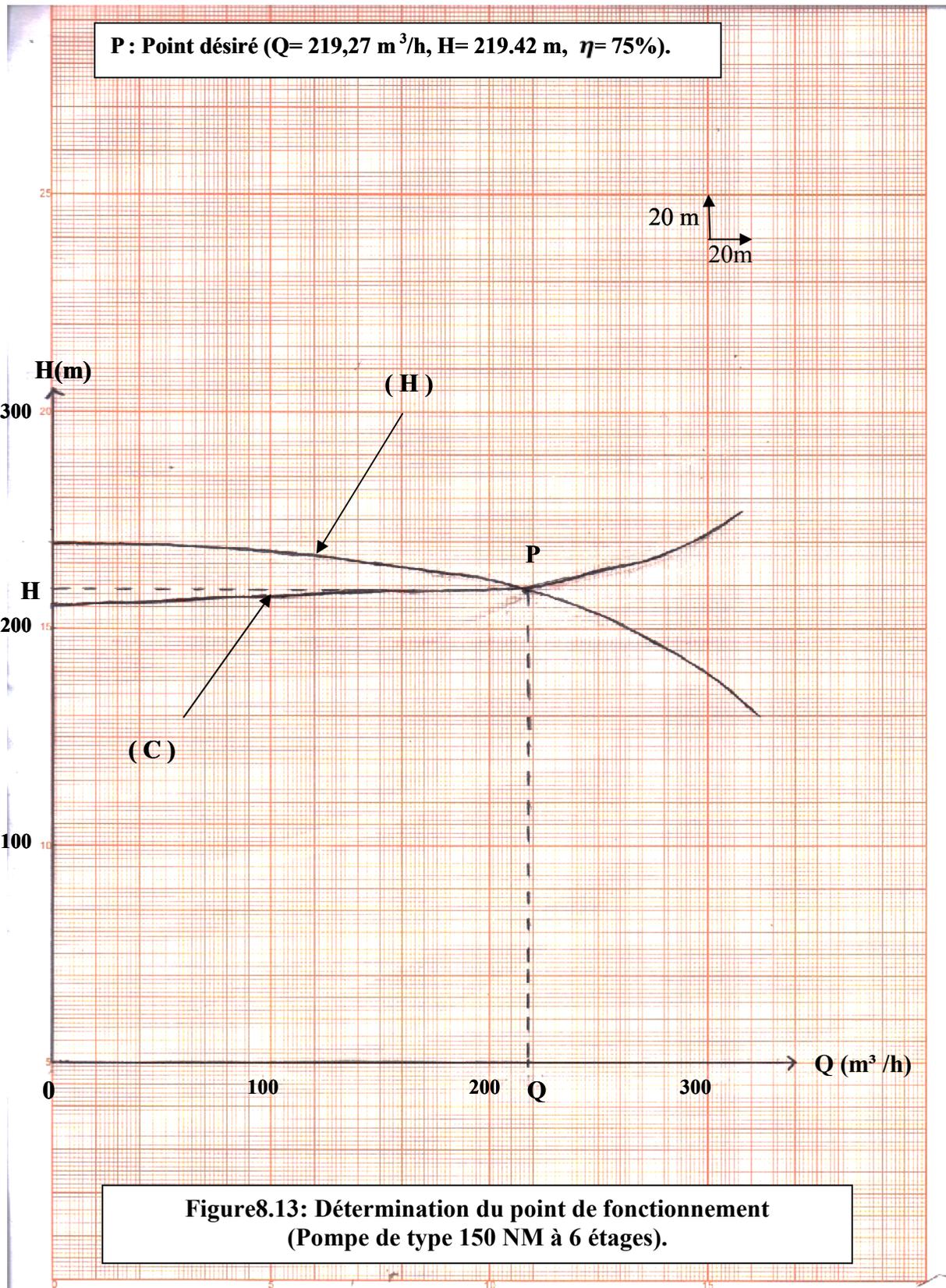
$$H_{mt} = 212.3 + 4563.1Q^2$$

<b>Q (m<sup>3</sup>/h)</b>	<b>0</b>	<b>100</b>	<b>200</b>	<b>300</b>
<b>H<sub>mt</sub> (m)</b>	<b>212.3</b>	<b>215.82</b>	<b>226.38</b>	<b>243.98</b>

Soit **P** le point de fonctionnement désiré de coordonnées :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 219.27 \text{ m}^3/\text{h} \\ H = 219.42\text{m} \\ \eta = 75\% \end{array} \right.$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H). A partir du graphe, on lit l'intersection des deux courbes.



**8.12.2. Elévation de la station de reprise (SR2) projetée à la côte 724 m NGA vers le réservoir de tête existant situé à la côte 810,69 m NGA.**

- Débit à relever : **219.27 m<sup>3</sup> / h**
- Hauteur manométrique totale d'élévation : **Hmt = 94,083 m**
- Hauteur géométrique : **90,99 m**
- Longueur de la conduite : **L = 467 m** ;
- Diamètre de la conduite : **D = 204.6 mm (D<sub>ext</sub> = 250 mm)** ;
- $\lambda = 0,0158$

**8.12.2.1. Choix de la pompe**

Vu la disposition des deux stations de reprises en série d'après la nouvelle chaîne d'adduction. En tenant compte du débit Q et de la hauteur manométrique Hmt, nous avons choisi du catalogue des pompes **Jeumont Schneider (Annexes IV, V)** donnés par la **DHW**, trois pompe multicellulaire de type **150 NM** à 3 étages avec :

- Vitesse de rotation : **N = 1450 tr /mn**
- Diamètre de la roue : **D = 344 mm**
- Rendement maximal :  **$\eta = 74 \%$**

**8.12.1.2. Caractéristiques de la pompe**

Q (m <sup>3</sup> /h)	0	100	200	300
Hmt (m)	122	120	115	90

**8.12.1.3. Caractéristiques de la conduite**

Equation de la conduite de refoulement :

$$Hmt = Hg + \frac{1,15 \times 8 \lambda L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} Q^2$$

$$Hmt = Hg + KQ^2$$

Avec :

Hg = 90,99 m

Dext = 250 mm

Dint = 204.6mm

$\lambda = 0,0158$

L = 467 m

$$\text{Donc: } K = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot \lambda \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot 0,0158 \cdot 467}{9,81 \cdot \pi^2 \cdot (0,2046)^5}$$

$$K = 1957,5 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

Alors :  $H_{mt} = H_g + KQ^2$

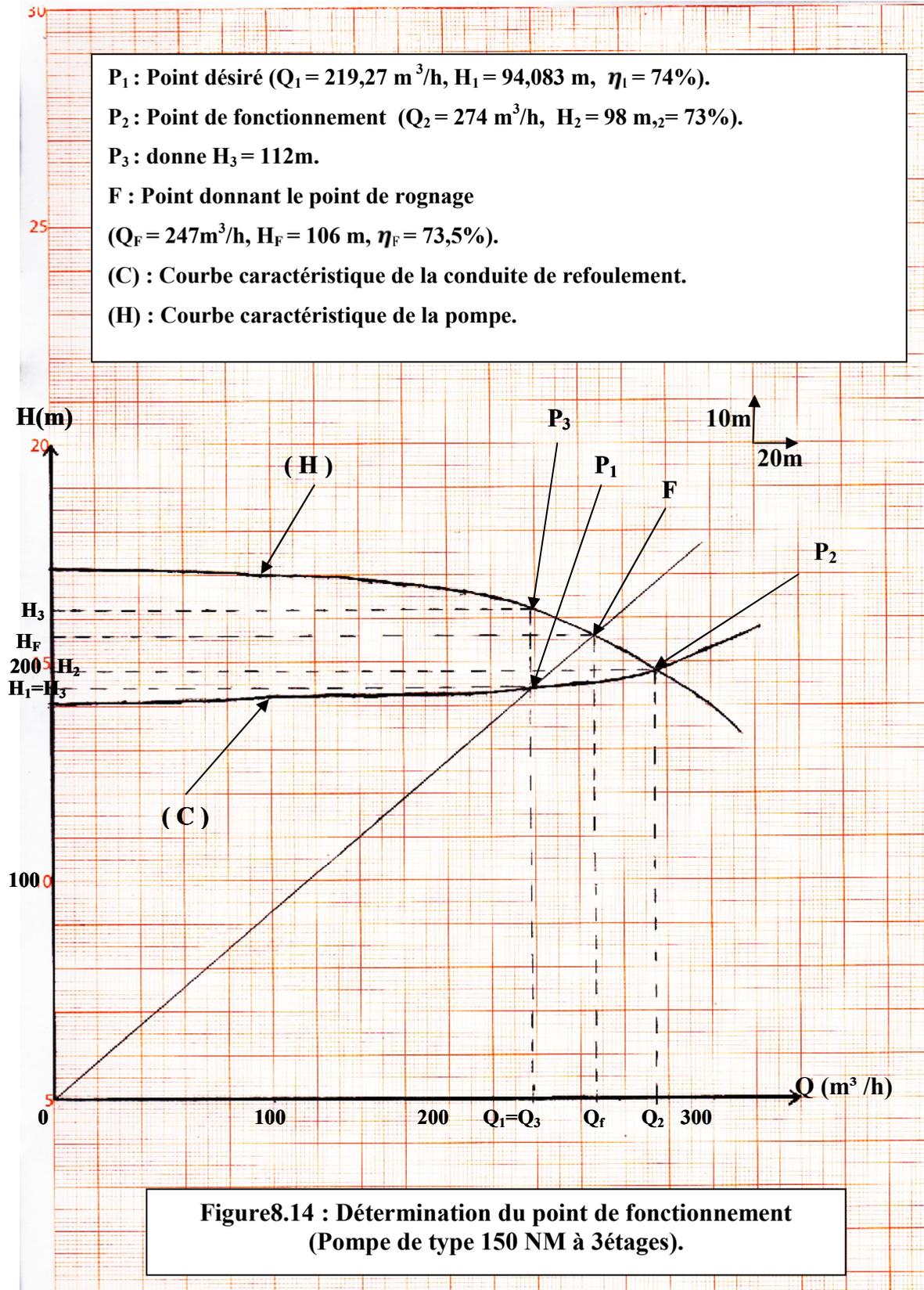
$$H_{mt} = 90,99 + 1957,5Q^2$$

<b>Q (m<sup>3</sup>/h)</b>	<b>0</b>	<b>100</b>	<b>200</b>	<b>300</b>
<b>H<sub>mt</sub> (m)</b>	<b>90,99</b>	<b>92,5</b>	<b>97,05</b>	<b>104,6</b>

Soit **P<sub>1</sub>** le point de fonctionnement désiré de coordonnées :

$$\begin{cases} Q_1 = 219,27 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_1 = 94,083 \text{ m} \\ \eta_1 = 74 \% \end{cases}$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H). A partir du graphe, on lit l'intersection des deux courbes.



$P_2$  est le point de fonctionnement aux coordonnées :

$$\left. \begin{array}{l} Q_2 = 274 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_2 = 98 \text{ m} \\ \eta_2 = 73 \% \end{array} \right\}$$

Le point de fonctionnement  $P_2$  se trouve décalé du point désiré  $P_1$ . Pour amener cette pompe à la donnée de marche souhaitée, nous procédons à la comparaison des différents rapprochements de ce point :

### 1<sup>ère</sup> possibilité

Accepter le point de fonctionnement  $P_2$  tel qu'il est donné et réduire le temps de pompage.

- Le volume d'eau rentrant dans le réservoir :

$$V = Q_1 \cdot t = 219,27 \times 20$$

$$V = 4385,4 \text{ m}^3$$

- Le temps de pompage de débit  $Q_2$  est :

$$t = \frac{V}{Q_2} = \frac{4385,5}{274} = 16 \text{ h}$$

$$t = 16 \text{ h}$$

- La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{g Q_2 H_2}{3600 \eta_2} = \frac{9,81 \times 274 \times 98}{3600 \times 0,73}$$

$$P_1 = 100,23 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_1 = 100,23 \times 1,10$$

$$P_1 = 110,25 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur (le rendement du moteur est de 90 %) :

$$\frac{P_1}{\eta_m} = \frac{110,25}{0,9} = 122,5 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs}} \text{ moteur} \cdot t \cdot \text{Prix} = 122,5 \times 16 \times 4,2$$

$$\text{Frais} = 8232,22 \text{ DA}$$

### 2<sup>ème</sup> possibilité

Elle consiste à garder les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement de manière à créer des pertes de charges

$$J = H_3 - H_1$$

$$J = 112 - 94,083 = 16,85$$

$$\mathbf{J = 17,9 m}$$

- Le temps de pompage est égale à 20 h et le débit  $Q_1 = 219,27 \text{ m}^3/\text{h}$

$$P_2 = \frac{g Q_1 H_3}{3600 \eta_1} = \frac{9,81 \times 219,27 \times 112}{3600 \times 0,74} = 90,43$$

$$\mathbf{P_2 = 90,43 KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_2 = 90,43 \times 1,10 = 99,5$$

$$\mathbf{P_2 = 99,5 KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur (le rendement du moteur est 90%) :

$$\frac{P_2}{\eta_m} = \frac{99,5}{0,9} = \mathbf{110,52 KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique :

$$P_{\text{abs}} \text{ moteur. t. Prix} = 110,52 \times 20 \times 4,2$$

$$\mathbf{\text{Frais} = 9\,283,68 \text{ DA}}$$

### 3<sup>ème</sup> possibilité

Rognage de la pompe de façons à faire passer (H) par le point désiré ( $P_1$ ), en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point **F** (intersection de la droite passant par l'origine au 0QH et le point  $P_1$  désiré avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$\left. \begin{array}{l} Q_F = 247 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_F = 106 \text{ m} \\ F = 73,5 \% \end{array} \right\}$$

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

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{1}{m^2}$$

Avec : d : diamètre de la conduite rognée

m : coefficient de rognage

D'où :

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{1}{m^2}$$

Donc :

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_F}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_F}} = \sqrt{\frac{94,083}{106}} = 0,94$$

$$m = 0,94$$

Le pourcentage de rognage égal :  $(1-m) \times 100 = (1-0,94) \times 100$

Ce qui est très appréciable  $\% = 6\%$

- Le temps de pompage est de 20h
- La puissance absorbée par la pompe :

$$P_3 = \frac{g \cdot Q_F \cdot H_F}{3600 \cdot \eta_F} = \frac{9,81 \times 247 \times 106}{3600 \times 0,735}$$

$$P_3 = 97,06 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_3 = 97,06 \times 1,10 = 106,76$$

$$P_3 = 106,76 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur (le rendement du moteur est de 90%) :

$$\frac{P_3}{m} = \frac{106,76}{0,9} = 118,62 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs}} \text{ moteur. t. Prix} = 118,62 \times 20 \times 4,2$$

$$\text{Frais} = 9964,08 \text{ DA}$$

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

<b>Possibilité</b>	<b>Dépense journalière d'énergie (DA)</b>
<b>Réduction du temps de pompage</b>	<b>8 232,22</b>
<b>Vannage</b>	<b>9 283,68</b>
<b>Rognage</b>	<b>9 964,08</b>

Nous constatons d'après ces résultats que la première possibilité (réduction du temps de pompage) nous donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc, nous optons pour cette possibilité.

## INTRODUCTION

Le transport de l'eau peut causer aux différents matériaux avec lesquels elle est en contact, des détériorations dont certaines sont dues au coup de bélier. Afin d'augmenter la durée de vie de nos installations et en vue d'assurer un bon fonctionnement de ces dernières, il est impératif de les protéger contre ce phénomène.

### 9.1. DEFINITION

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire causé par toutes modifications rapides dans le régime d'écoulement d'une conduite en charge, qui engendre une série d'ondes qui se propagent le long de cette conduite. Ces ondes se traduisent par des alternations de surpressions et de dépressions (qui se traduisent par des cavitations) par rapport à la pression de service. Ces ondes seront amorties peu à peu par les frottements (pertes de charge).

Les causes principales de ce phénomène sont :

- Fermeture ou ouverture instantanées d'une vanne ;
- Démarrage d'une pompe ;
- Arrêt brusque de groupe électropompe alimentant la conduite de refoulement débitant sur un réservoir.

Lorsque le coup de bélier atteint des valeurs de pression très élevées il provoque :

- Écrasement de la conduite dans le cas de dépression ;
- Déboîtement des conduites suite à la rupture et à la détérioration des joints ;
- Éclatement de la conduite par surpressions ;
- Détériorations des accessoires (GEP, vannes...).

### 9.2. ANALYSE PHYSIQUE DE PHENOMENE

Dans le cas d'une conduite de refoulement en fonctionnement permanent, dont le débit  $Q_0$  se trouve brusquement arrêté à la suite d'une disjonction, en admettant une élasticité de la conduite et une compressibilité de l'eau et en supposant que la colonne liquide est constituée de tranches infiniment rapprochées. [3]

Au moment où survient l'arrêt brusque, quatre phases peuvent être alors envisagées :

#### 9.2.1. Première phase

L'eau continue 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 des diminutions élastiques de son diamètre, l'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse "a", et si la distance entre la pompe et le réservoir est "L", le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est :  $\frac{L}{a}$

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

### 9.2.2. Deuxième phase

Grace à son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. A partir de réservoir les tranches successives se décontractent si bien que l'eau peut redescendre et au bout de temps  $\frac{L}{a}$  (c.à.d.  $2 \frac{L}{a}$  depuis l'origine). Toute l'eau est redescendue et se trouve arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui c'est bien sûr s'est fermé.

### 9.2.3. Troisième phase

La première tranche de fluide en contact avec le clapet, va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe - réservoir. Au bout de temps  $\frac{L}{a}$  (c.à.d.  $3 \frac{L}{a}$  depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

### 9.2.4. Quatrième phase

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps  $\frac{L}{a}$  (c.à.d.  $4 \frac{L}{a}$  depuis l'origine) nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de disjonction de moteur de la pompe. Le phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas freiné par les pertes de charge.

#### Remarque

L'analyse de ce 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. 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.

## 9.3. CELERITE DES ONDES

La célérité des ondes de coup de bélier dans une conduite en PEHD est donnée par l'expression suivante :

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

Avec :

K : Coefficient dépendant du matériau de la conduite (K = 0,66 pour le PEHD) ;

D : Diamètre intérieur de la conduite en mm ;

e : Epaisseur de la conduite en mm.

## 9.4. CALCUL DE LA VALEUR DE COUP DE BELIER

### 9.4.1. Cas de fermeture brusque $t < \frac{2L}{a}$

La valeur de coup de bélier est égal à :

$$\mathbf{b = \frac{a V_0}{g}}$$
 Formule d'ALLIEVI.

Avec :

b : Valeur de coup de bélier exprimée en m de hauteur d'eau ;

$V_0$  : Vitesse de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur égale 9,81 m/s<sup>2</sup> ;

a : Célérité de propagation des ondes (m/s).

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

$$\mathbf{b = \frac{2 L V_0}{g t}}$$
 Formule de MICHAUD.

Avec :

L : Longueur de la conduite en m ;

Nous constatons que le coup de bélier est proportionnel à la longueur « L » et la vitesse de l'eau dans la conduite.[3]

### ❖ Valeur numérique de la pression maximale et minimale en mètre d'eau

- **Cas de surpression** : La valeur maximale est égale :

$$\mathbf{P = H_0 + \frac{a V_0}{g}}$$

- **Cas de dépression** : La valeur minimale de la pression est égale :

$$\mathbf{P = H_0 - \frac{a V_0}{g}}$$

Avec :

$H_0$  : Est la pression de service (avant l'apparition de coup de bélier).

$$\mathbf{H_0 = H_g + 10}$$

## 9.5. SYSTEMES DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Les effets néfastes de phénomène ne peuvent être totalement éliminés mais il existe des moyens de protection à mettre en œuvre pour limiter le coup de bélier à une valeur admissible et comptable avec la résistance des installations.[3]

Les appareils anti bélier les plus utilisés sont les suivants :

### 9.5.1. Volant d'inertie

Ce volant d'inertie est une masse liée à l'arbre de la pompe, il permet de prolonger le temps d'arrêt de la pompe dans le cas d'un arrêt brusque, en restituant au moment de disjonction l'énergie accumulée pendant la marche normale. Cet appareil n'est valable que pour la protection des conduites dont les longueurs sont inférieures ou égales à 1000 m et de faibles diamètres.

### 9.5.2. Cheminés d'équilibre

Ce sont des réservoirs à l'air libre, qui sont établis à la station de pompage ou bien sur le tracé de refoulement, quand celui-ci comporte des points hauts. Ils servent à injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression, et en recevoir en cas de surpression. Ils sont pour des hauteurs géométriques faibles et des conditions topographiques favorables.

### 9.5.3. Soupape de décharge

C'est un organe qui s'ouvre et laisse passer un certain débit lorsque la pression intérieure dépasse une valeur prédéterminée, il est conseillé dans les stations de pompage, car il peut protéger efficacement les conduites contre les coups de bélier à condition d'être entretenu et attentivement surveillé.[2]

### 9.5.4. Réservoirs d'air

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression, dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement à l'aval immédiat du clapet sans tenir compte du relief. Le réservoir d'air permet une alimentation en continu de la veine liquide après disjonction du groupe.

#### 9.5.4.1. Principe de fonctionnement

Le réservoir d'air contient de l'eau et de l'air, et, en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction de groupe électrique, le clapet se ferme puisque la pompe ne fournit plus de pression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir.

L'eau de la conduite revient en arrière après l'annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche ce qui augmente la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Etant un dispositif simple protégeant l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions, et qu'il est simple à installer et facile à contrôler, notre choix se portera sur ce dispositif.[3]

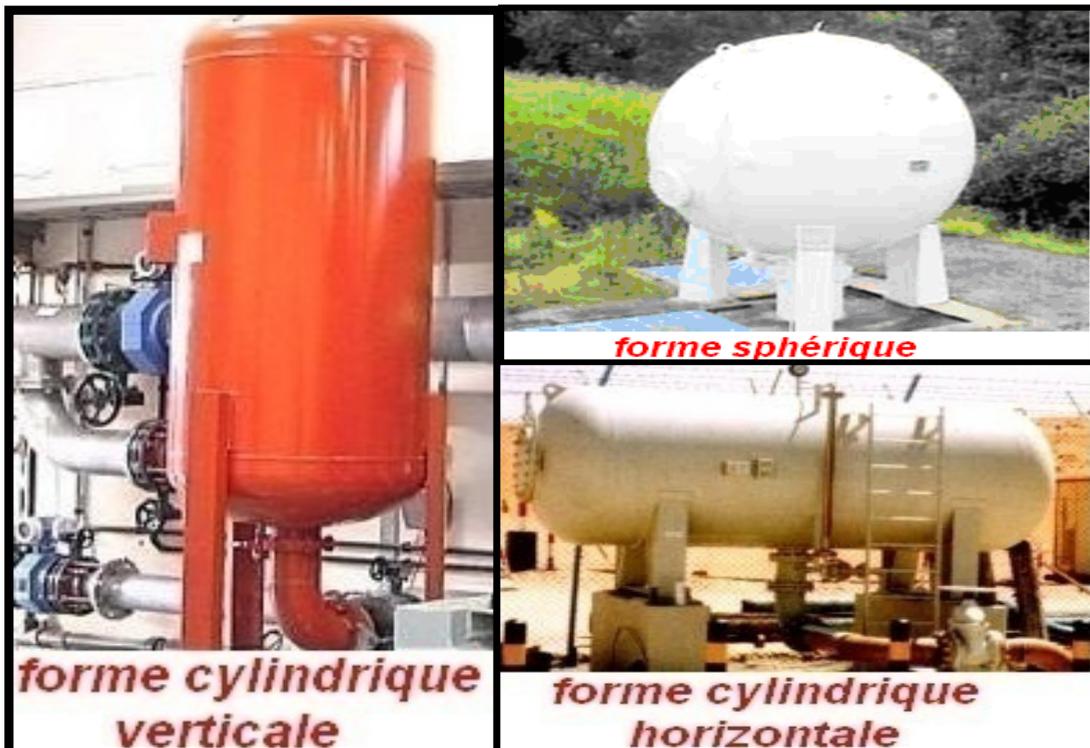


Figure 9.1 : Les différentes formes de l'anti-bélier

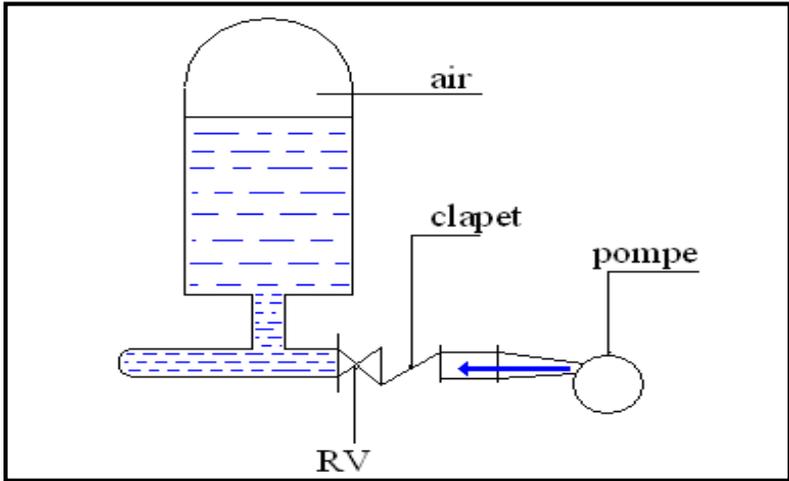


Figure 9.2 : Principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier

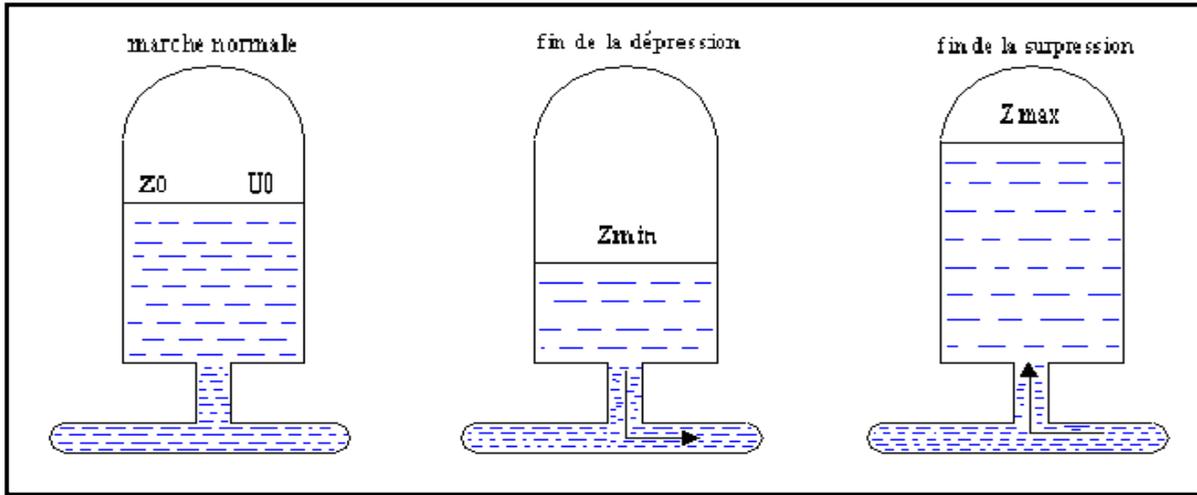


Figure 9.3 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

## 9.6. PROTECTION DE LA CONDUITE RELIANT LA SR1 D'AIT IGHIL AU RESERVOIR SR2 DE TAFSSA BOUMADH

### 9.6.1. Caractéristiques de la conduite

- Longueur de la conduite :  $L = 1075 \text{ m}$  ;
- Diamètre de la conduite :  $D = 204,6 \text{ mm}$  ( $D_{\text{ext}} = 250 \text{ mm}$ )
- Epaisseur de la paroi :  $e = 22,70 \text{ mm}$  ;
- Section de la conduite :  $S = 0,032 \text{ m}^2$  ;
- Débit :  $Q = 0,061 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- Vitesse :  $V = 1,24 \text{ m/s}$  ;
- Hauteur géométrique  $H_g = 212,3 \text{ m}$  ;
- Hauteur manométrique totale :  $H_{mt} = 219,42 \text{ m}$  ;
- Somme des pertes de charge :  $\Delta H = 7,12 \text{ m}$ .

### 9.6.2. Profil en long de la conduite

<b>X (m)</b>	0	140,71	260,53	292,66	571,08	717,31	765,52	850,47	934,32	993,31	1075
<b>Côte Z (m)</b>	520	543,89	585,01	586,04	668,02	699,45	698,86	709,82	718,94	721,26	726,02

Avec :

X : Longueur partielle de la conduite (m) ;

Z : Côte de terrain naturel de chaque longueur partielle (m NGA).

### 9.6.3. Dimensionnement des protections

#### 9.6.3.1. Dépression

Pour l'étude de la dépression et le calcul de  $U_0$ , Puech et Meunier utilisent trois nombres adimensionnels :

- K : Caractérise les pertes de charges ;
- A : Caractérise la conduite de refoulement ;
- B : Caractérise le volume d'air du réservoir d'air anti bélier.

La conduite étant en PEHD, on calcule la célérité de l'onde (a).

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

Avec : K = 0.66 pour le PEHD

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + 0.66 \frac{204,6}{22,70}}} \Rightarrow a = 470,4 \text{ m/s}$$

#### A/. Caractéristiques de la conduite (A)

La caractéristique de la conduite est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{a V_0}{g H_0}$$

On calcule d'abord la hauteur d'élévation à la marche normale :

$$H_0 = H_g + 10 = 212,3 + 10$$

$$H_0 = 222,30 \text{ m.}$$

Alors:

$$A = \frac{470,4 \times 1,24}{9,81 \times 222,3}$$

$$A = 0,27$$

#### B/. Caractéristiques de la perte de charge (K)

La caractéristique des pertes des charges est donnée par la formule suivante :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$$

Avec :

$H_{abs}$  : Hauteur manométrique totale absolue (m) ;

$$H_{\text{abs}} = H_{\text{mt}} + 10 \text{ (m)}.$$

$$H_{\text{abs}} = H_g + Jt + 10.$$

$$H_{\text{abs}} = 212,3 + 7,12 + 10 \quad \Longrightarrow \quad H_{\text{abs}} = 229,42 \text{ m}$$

$H_{\text{abs}} = 229,42 \text{ m}$
-------------------------------------

Donc :

$$K = \frac{229,42 - 222,30}{222,30} = 0,032$$

$K = 0.032$
-------------

### C/. Caractéristiques du réservoir d'air (B)

Nous devons considérer la famille de courbe (B) pour  $A = 0,27$  et  $K = 0,032$ , mais nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long absolue aux familles des courbes :  $K = 0,1$  et  $A = 0,5$ . [16]

**Tableau 9.1 : Profil en long de la conduite**

X(m)	0	140,71	260,53	292,66	571,08	717,31	765,52	850,47	934,32	993,31	1075
Z (m)	520	543,89	585,01	586,04	668,02	699,45	698,86	709,82	718,94	721,26	726,02
$\frac{Z + 10}{H_g + 10}$	0,04	0,15	0,33	0,34	0,71	0,86	0,84	0,89	0,93	0,95	1
$\frac{X}{L}$	0	0,13	0,24	0,27	0,53	0,67	0,71	0,79	0,87	0,92	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 risques et nous pouvons considérer un point.

En effet, un petit carré dans le sens vertical représente une protection de  $P = 0,01$   $H_0 = 2,223$  m. Il suffit 1,35 carreaux pour avoir la sécurité préconisée par A. Dupont. Néanmoins pour protéger la partie terminale nous prendrons  $B=0,1$  et  $A=0,5$ .

La conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au-dessus du point le plus défavorable du profil (717,31m), une pression absolue de 4,44 m d'eau (nous avons deux carreaux donc une pression absolue de  $2,223 \times 2 = 4,44$  m).

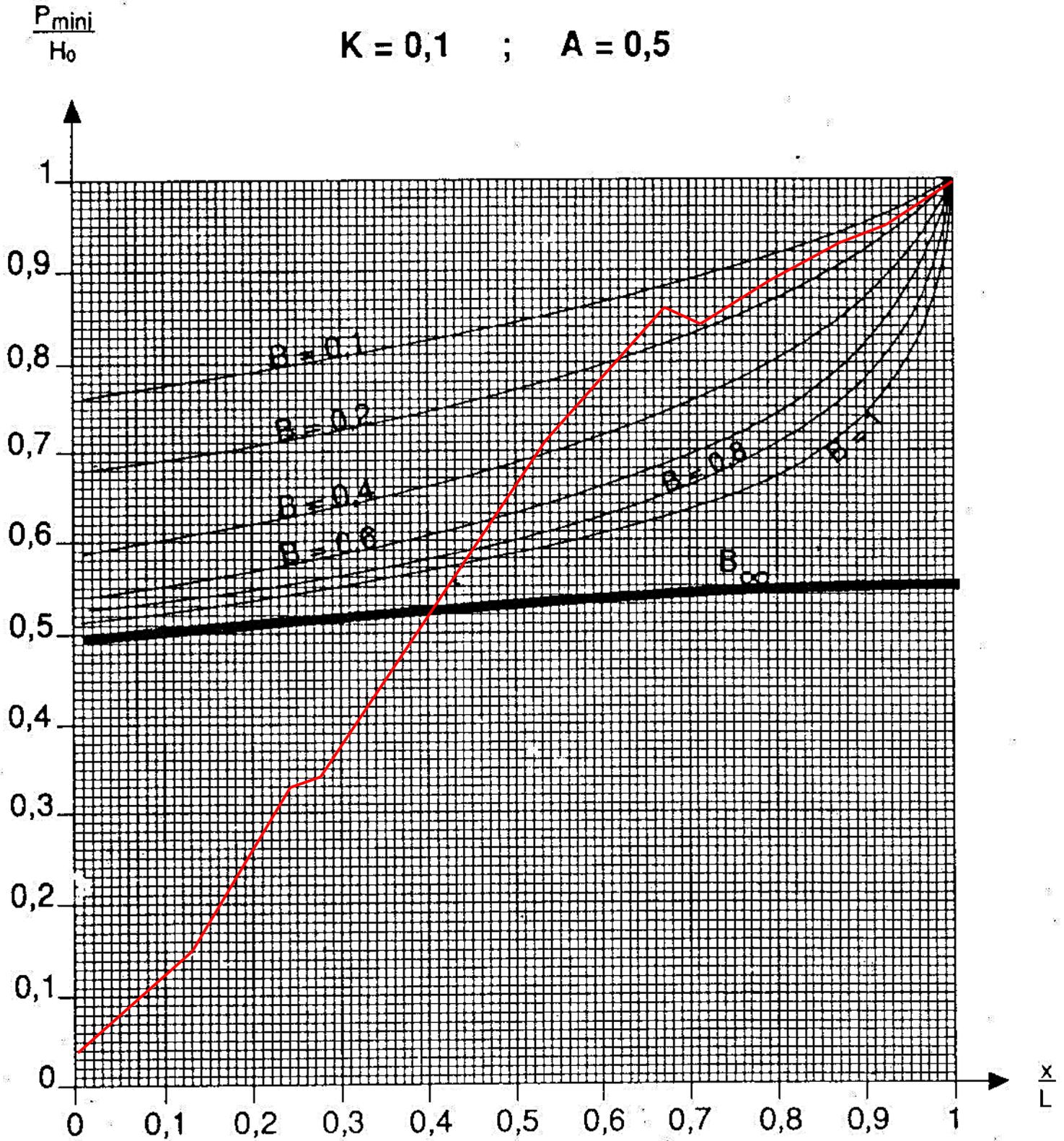


Figure 9.4 : Graphe de Meunier et Peuch  
Conduite reliant la SR1 et la SR2 projetée

La valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé  $U_0$  en régime permanent.

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} \cdot \frac{L \cdot S}{B} = \frac{(1,24)^2}{9,81 \times 229,42} \cdot \frac{1075 \times 0,032}{0,1} \Rightarrow \boxed{U_0 = 0,24 \text{ m}^3}$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression, nous lisons sur le graphe :

$$K = \frac{P_{min}}{H_0} = 0,86 P_{min} = 0,86 \times 222,3 \Rightarrow P_{min} = 191,18 \text{ m.c.e}$$

L'évolution du volume d'air est donnée par la relation suivante :

$$P_{min} \cdot (U_{max})^{1,2} = H_{abs} (U_0)^{1,2}$$

$$U_{max} = U_0 \left( \frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$U_{max} = 0,24 \left( \frac{229,42}{191,18} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$\boxed{U_{max} = 0,28 \text{ m}^3}$$

Le plus grand volume est  $0,28 \text{ m}^3$ , si nous admettons qu'il reste encore 20 % d'eau lors de la plus grande dépression, il faut prévoir un réservoir d'un volume :

$$U'_{max} = U_{max} \times 1,2 = 0,28 \times 1,2 = 0,34 \text{ m}^3.$$

$$\boxed{U'_{max} = 0,34 \text{ m}^3}$$

### 9.6.3.2. Surpression

De l'abaque de Dubin et Geneau (**Annexe VI**). Pour  $A = 0,5$  et  $B = 0,1$  nous lisons:

$$\begin{cases} \bullet \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0,6 \text{ avec } \alpha = \frac{1}{2g} \left[ \frac{D^2}{0,6d^2} - 1 \right]^2 \\ \bullet \frac{P_{max}}{H_0} = 1,075 \end{cases}$$

$$\bullet \frac{V_0^2}{H_0} = 0,6 = 0,6 \frac{H_0}{V_0^2} = 0,6 \frac{222,3}{(1,24)^2} = 86,74$$

$$\bullet = \frac{1}{2g} \left[ \frac{D^2}{0,6d^2} - 1 \right]^2. \text{ A partir de cette formule, on peut tirer le diamètre } d \text{ comme suit :}$$

$$\frac{D^2}{0,6 d^2} = \sqrt{2g\alpha} + 1 \quad d^2 = \frac{D^2}{0,6 (\sqrt{2g\alpha} + 1)}$$

$$d^2 = \frac{(204,6)^2}{0,6 (2 \times 9,81 \times 86,74 + 1)}$$

$$d = 40,63 \text{ mm}$$

$d = 40,63 \text{ mm}$  représente le diamètre du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite.

La surpression par rapport à la hauteur géométrique absolue  $H_0 = 222,3 \text{ m}$  est :

$$\frac{P_{\max}}{H_0} = 1,075 \quad P_{\max} = 1,075 \times 222,3$$

$$P_{\max} = 238,97 \text{ m}$$

La surpression /  $H_0 = 238,97 - 222,3 = 16,67 \text{ m}$ .

### 9.6.3.3. Tracé de l'épure de Bergeron

C'est à partir de l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de la dépression et de la surpression maximale dans la conduite, après leur fixation au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air et de son dispositif d'étranglement. Dans cette méthode, nous devons agir par tâtonnement qui sera très limité, mais d'une bonne précision.

#### A/. Calcul préliminaire

- Valeur de la célérité (a) :  $a = 470,4 \text{ m/s}$ .

- Valeur de coup de bélier (b) :

$$b = \frac{aV_0}{g} \quad b = \frac{470,4 \times 1,24}{9,81} = 59,46$$

$$b = 59,46 \text{ m}$$

- Valeur maximal de la pression dans la conduite :

$$H_{\max} = H_g + b.$$

$$H_{\max} = 212,3 + 59,46 = 271,76 \text{ m}.$$

$$H_{\max} = 271,76 \text{ m}$$

- Valeur minimale de la pression dans la conduite :

$$H_{\min} = H_g - b.$$

$$H_{\min} = 212,3 - 59,46 = 152,84 \text{ m}.$$

$$H_{\min} = 152,84 \text{ m}$$

Supposons d'une part, que le volume d'air en régime normal soit :

$U_0 = 0,24 \text{ m}^3$ , que l'on dispose du diaphragme de diamètre  $d = 40,63 \text{ mm}$

**B/.Variation du volume d'air dans le réservoir**

Les temps se suivent selon les valeurs :

$$\theta = \frac{2 \cdot L}{a} \quad \theta = \frac{2 \times 1074}{470,4} = 4,57 \text{ s.}$$

$$\theta = 4,57 \text{ s}$$

Pour le premier intervalle, on aura :

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_0 + V_{Fi}}{2}$$

Pour les autres intervalles :

$$V_{\text{moy}} = \frac{(V_F)_{i-1} + (V_F)_i}{2}$$

Où :

$(V_F)_{i-1}$  : Vitesse finale de l'intervalle précédent ;

$(V_F)_i$  : La nouvelle vitesse finale choisie pour l'intervalle considéré.

$$\Delta U = \theta \times s \times V_{\text{moy}} \quad \Delta U = 4,57 \times 0,032 V_{\text{moy}}$$

$$\Delta U = 0,15 \cdot V_{\text{moy}}$$

$\Delta U$  : Variation du volume d'air pour chaque intervalle (-  $\Delta U$  quand l'eau redescend)

Le volume d'air à la fin de chaque intervalle est :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$$

**C/. La nouvelle pression dans le réservoir (Z)**

Elle est exprimée en admettant que la détente de fluide s'effectue conformément à la loi suivante :

$$H_{\text{abs}} \cdot U_0^{1,2} = Z \cdot U^{1,2}$$

Où :  $H_{\text{abs}}$  : Hauteur manométrique totale absolue (Hmt +10).

$$Z = \frac{H_{\text{abs}} \cdot U_0^{1,2}}{U^{1,2}}$$

$$Z = \frac{229,42 (0,24)^{1,2}}{U^{1,2}} = \frac{41,39}{U^{1,2}}$$

$$Z = \frac{41,39}{U^{1,2}}$$

**D/. Pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite**

La perte de charge à l'aller, vers le réservoir d'air, est négligeable devant la perte de charge provoquée par le diaphragme donc  $\Delta h_1 = 0$ .

**E/. Pertes de charge à la descente de l'eau dans la conduite**

La perte de charge au retour, vers le réservoir d'air, est calculée par la formule suivante :

$$H_2 = \left[ \left( \frac{D^2}{0,6 d^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2g}$$

$$H_2 = \left[ \left( \frac{(204,6)^2}{0,6(40,63)^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2 \times 9,81}$$

$$H_2 = 86,79 \cdot V_F^2$$

**F/. Calcul de la perte de charge au refoulement**

Elle est exprimée par la formule suivante :

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

$$r = \frac{1,15 \times 1075 \times 0,016 V_F^2}{2 \times 9,81 \times 0,2046}$$

$$r = 4,93 V_F^2$$

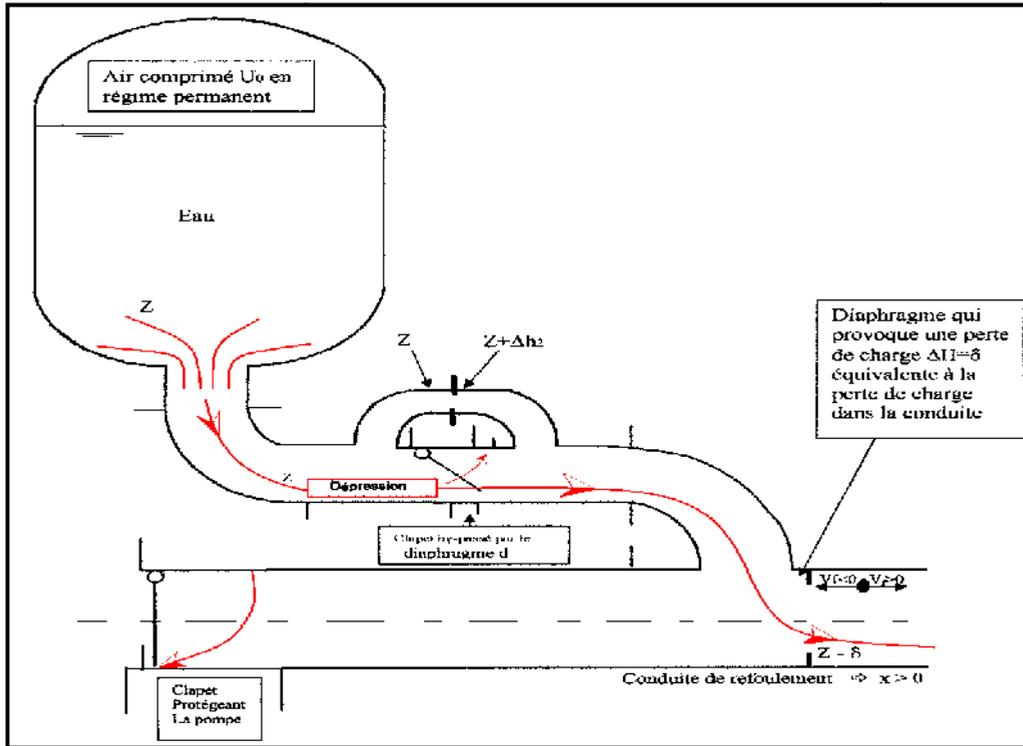


Figure. 9.5 : Pertes de charge à la descente de l'eau dans la conduite

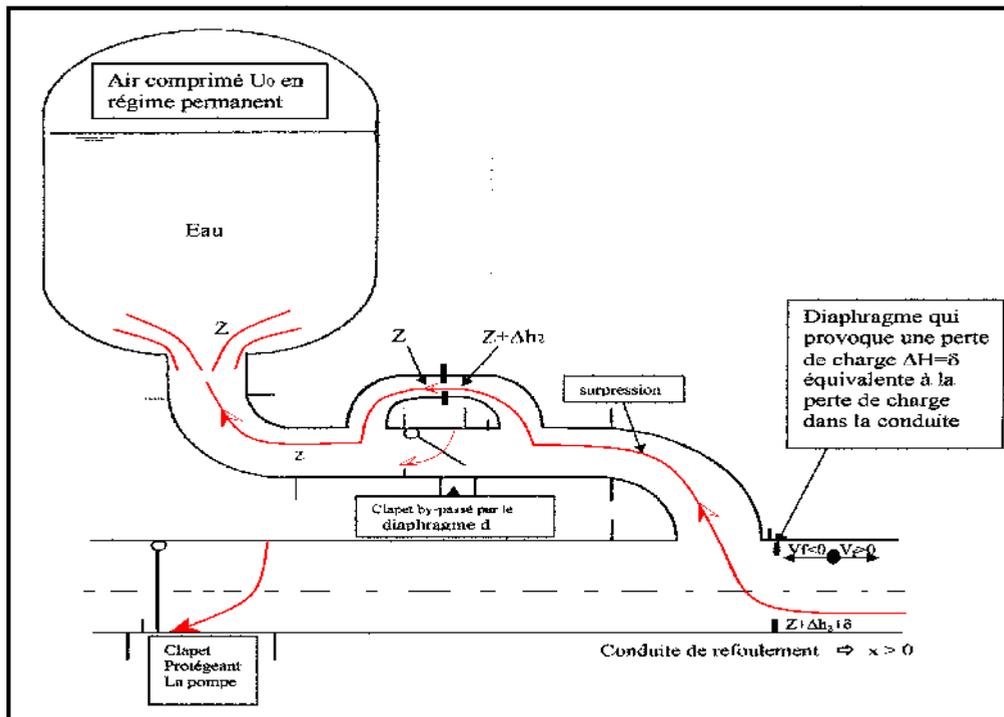


Figure 9.6 : Pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite

### G/.Epure de Bergeron

✓ Détermination de la pente de la droite

$$\frac{a}{g s} = \frac{470,4}{9,81 \times 0,032} = 1498,47 \text{ s/m}^2$$

✓ Echelle des pressions

$$\left. \begin{array}{l} 1 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ m} \\ B \rightarrow 1498,47 \end{array} \right\} \quad \boxed{B=59.93 \text{ cm.}}$$

✓ Echelle des débits

Pour  $V = 1,24 \text{ m/s}$ , le  $Q = 0,0610 \text{ m}^3/\text{s}$ , on a alors :

$$\left. \begin{array}{l} Q = 0,061 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow 12 \text{ cm} \\ 1 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow A \end{array} \right\} \quad \boxed{A = 196,72 \text{ cm.}}$$

Donc la pente de la droite sera :

$$\text{tg } \alpha = \frac{B}{A} \quad \text{tg } \alpha = \frac{59,93}{196,72} = 0,304.$$

Donc:  $\alpha = 17^\circ$  (angle d'inclinaison).

### H/.Explication du tableau

- 1- On choisit la vitesse finale ( $V_f$ ) légèrement inférieure à la vitesse en marche normale ( $V_0$ ) et on l'inscrit dans la ligne (9).
- 2- On calcul la vitesse moyenne  $V_{\text{moy}} = \frac{V_0 + V_{Fi}}{2}$  et on l'inscrit dans la ligne (10).
- 3- On calcul la variation du volume d'air ( $\Delta U$ ) qu'est fonction de  $V_0$  ligne (2).
- 4- Au volume initial, choisi auparavant en marche normale  $U_0$  du réservoir d'air (calculé par la méthode de Meunier et Puech), on y ajoute ou on retranche à chaque fois la valeur de  $\Delta U$  correspondante, ainsi on a le volume d'air ( $U$ ) de cette étape ligne (3).
- 5- A partir de la ligne (3), nous remplaçons tous simplement les valeurs dans chaque expression selon la montée ou la descente de l'eau dans le réservoir d'air, on obtient ainsi les valeurs des lignes (4), (5), (6), (8); pour la ligne (7), il suffit de remplacer  $V_f$  par sa valeur.
- 6- La valeur de la pression obtenue dans la ligne (8) est rapportée sur l'axe des coordonnées du diagramme de Bergeron et projetée sur la droite  $\frac{a}{g s}$  qui doit être projetée ensuite sur l'axe des abscisses (axe des vitesses).

- 7- Si cette dernière projection (sur l'axe des vitesses) coïncide avec la même valeur que la vitesse choisie ( $V_f$ ), on considère que notre choix de vitesse pour cette étape est bon (c'est-à-dire que la vitesse  $V_f$  choisie est égale à la vitesse  $V_f$  lue). Dans ce cas, on inscrit alors la valeur dans la ligne (9) et on choisit de nouveau, une nouvelle vitesse  $V_f$  toujours, légèrement inférieur à la vitesse précédente en répétant les mêmes calculs.
- 8- Si la vitesse choisie ne coïncide pas avec la même valeur que l'axe des vitesses, nous concluons que le choix de la vitesse n'est pas exact et on doit choisir une autre vitesse ( $V_f$ ).

De cette manière, on effectue le calcul du tableau en combinaison avec le diagramme de Bergeron.

**Tableau 9.2 : Calcul du réservoir d'air pour le tronçon reliant SR1 et SR2 de Tafssaboumadh**

1	Intervalle de temps (s)	0	$\theta = 4,57$ s	$2\theta = 9,14$ s	$3\theta = 13,71$ s
2	Variation du volume d'air ( $m^3$ ) $\Delta U = 0,15 \cdot V_{moy}$	/	0,098	-0,031	-0,072
3	Volume d'air ( $m^3$ ) $U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$	0,24	0,338	0,307	0,235
4	Pression d'air (m) $Z = \frac{41,39}{U^{1,2}}$	229,42	152,12	170,73	235,3
5	Perte de charge (m) Aller: $\Delta H_1 = 0$ . Retour : $\Delta H_2 = 86,79 V_F^2$	/	/	23,92	16,42
6	Pression dans la conduite (m) Aller = $Z - \Delta H_1$ Retour = $Z + \Delta H_2$	229,42	152,12	194,65	251,72
7	Perte de charge $\delta$ (m) $\delta_r = 4,93 V_F^2$ .	7,1	0,06	1,36	0,932
8	Pression dans la conduite sans $\delta$ (m) Aller = $Z - \Delta H_1 - \delta_r$ . Retour = $Z + \Delta H_2 + \delta_r$ .	222,32	152,12	196,01	252,65
9	Vitesse finale choisie (m/s)	1,20	0,110	-0,525	-0,435
10	Vitesse moyenne $V_{moy}$ (m/s)	/	0,655	-0,207	-0,48
11	Vitesse lue sur le graphe (m/s).	1,20	0,110	-0,525	-0,435
12	Désignation des points	1 R	2P	4P	6P

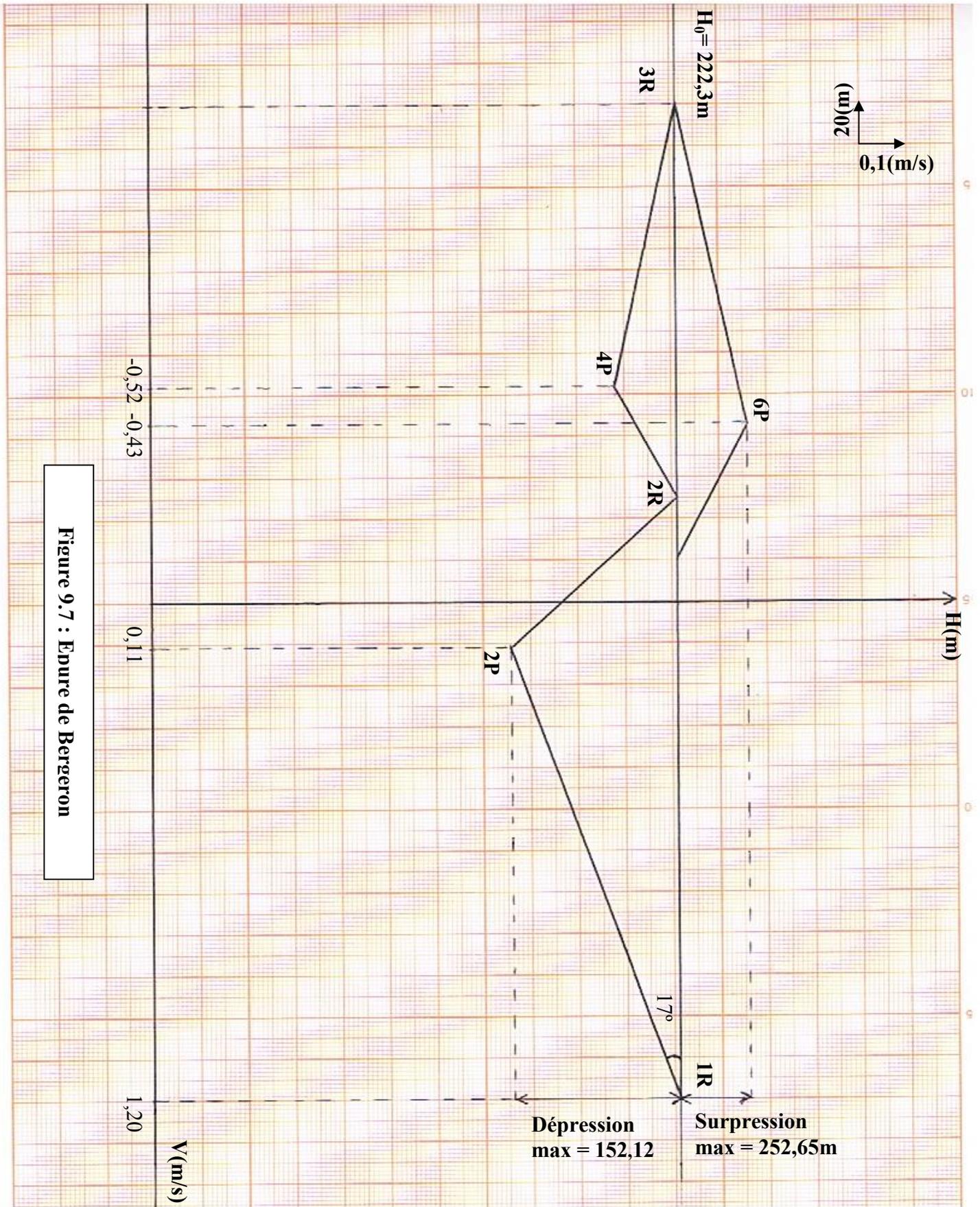


Figure 9.7 : Eddure de Bergeron

### I/. Caractéristiques finales du réservoir d'air

L'examen de la troisième colonne du tableau 9.2 montre que l'air peut occuper un volume maximal de  $0,341 \text{ m}^3$ , comme il est nécessaire qu'il reste toujours de l'eau dans le réservoir, nous avons pris un volume total de la cloche égal à  $0,410 \text{ m}^3$  (20% de  $0,341$ ) dans laquelle l'air n'occupera que  $0,24 \text{ m}^3$  en marche normale.

Pendant la phase de dépression, le volume d'air  $U_0 = 0,24 \text{ m}^3$  passe à  $0,341 \text{ m}^3$  à la fin, avec une dépression maximale de  $150.32 \text{ m}$ , soit  $15.32 \text{ bars}$ .

Pendant la phase de surpression, le volume d'air  $U_0 = 0,24 \text{ m}^3$  passe à  $0,23 \text{ m}^3$  avec une surpression maximale de  $256.3 \text{ m}$ , soit  $25,63 \text{ bars}$ .

### J/. Précautions à prendre pour l'anti-bélier

Par suite de 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.

#### 9.6.3.4. Interprétation des résultats

Les résultats trouvés avec les différentes méthodes de dimensionnement des protections sont illustrés dans le tableau 9.3

**Tableau 9.3 : Résultats des différentes méthodes de dimensionnement des protections**

	Meunier et Puech	Dubin et Gueneau	Bergeron
Pression minimal (m)	191,18		152.12
Surpression/ $H_0$ (m)		16,67	30,33
$U_{\max}$ ( $\text{m}^3$ )	0,28		0,410

## CONCLUSION

Au terme de ce chapitre, nous pouvons conclure que pour la protection de la conduite reliant les deux SR1 et SR2 projetées contre le coup de bélier, un réservoir d'air sera placé à proximité de la SR1 avec un volume total de **410 litres**.



Au terme de cette étude, proposée par la DHW de TIZI-OUZOU, qui consiste à un raccordement à l'alimentation en eau potable des villages d'Agounigueghrane commune des Ouadhias, nous avons voulu définir et analyser les différentes étapes afin de garantir la pérennité de la ressource et la satisfaction, à court et à long terme, des besoins exprimés.

Ce travail nous a permis d'aborder tous les aspects technico-économiques d'une chaîne d'adduction et de dégager les résultats suivants :

- L'estimation des besoins maximums en eau de consommation indique qu'un débit 50,75 l/s exploité à partir d'un piquage sur la conduite principale qui achemine l'eau du barrage Koudiet Acerdoune vers le flanc sud de la wilaya de Tizi-Ouzou ; est suffisant pour satisfaire les besoins d'une population de 14825 habitants à l'horizon 2044.
- Les eaux du barrage, sont de bonne qualité minéralogique et de mauvaise qualité bactériologique, ce qui nécessite une désinfection avant toute distribution.
- Le choix du matériau des conduites s'est porté sur le PEHD pour la totalité des conduites vu les avantages qu'il présente (non corrosif, de bonnes caractéristiques hydrauliques, flexibles, disponibles sur le marché...) par rapport aux autres matériaux traditionnels.
- Le schéma directeur de la variante choisie montre la nécessité de réaliser pour le cas de l'adduction par refoulement : une conduite d'une longueur de 1075 m avec un diamètre de 250 mm reliant la SR1 et la SR2 projetées, une autre conduite d'une longueur de 467 m avec un diamètre même. Pour l'adduction gravitaire, les conduites sont toujours en PEHD d'une longueur de 5150 m avec un diamètre de 315 mm
- Vu l'insuffisance de stockage des réservoirs existants, il s'avérerait impératif de projeter :
  - Un réservoir de 700 m<sup>3</sup> sera associé à chaque station de pompage projetée ;
  - Un réservoir de tête de capacité 1750 m<sup>3</sup>, qui sera jumelé à celui existant.

- Deux stations de reprise SR1 et SR2 projetées seront équipées de trois pompes multicellulaires chacune (deux de service et l'autre de secours) de marque Jeumont Schneider.
  - SR1 : Pompe 150 NM à six étages pour relever un débit de 219,27 m<sup>3</sup>/h à une Hmt 219,42m;
  - SR2 : Pompe 150 NM à trois étages pour relever un même débit à une Hmt 94,83m.
  
- Pour assurer la longévité des conduites et le bon fonctionnement des installations, un exemple de protection contre le coup de bélier ; de la conduite reliant la SR<sub>1</sub> à la SR<sub>2</sub> projetées sera assuré par le biais d'un réservoir d'air de volume de 410 l.

## Annexe I

Paramètres physicochimiques (OMS 1986).

Paramètres	Unités	Niveau de guide	Concentration Maximale admissible
Température	0°C	12	25
PH	/	6,5<PH<8,5	9,5
Conductivité	Us/cm	400	1250
Chlorure	mg/l	25	200
Sulfates	mg/l	25	250
Calcium	mg/l	100	/
Magnésium	mg/l	30	50
Sodium	mg/l	20	100
Potassium	mg/l	10	12
Ammonium	mg/l	0,05	0,5
Nitrite	mg/l	0,01	0,1
Nitrate	mg/l	25	50
Fer	mg/l	50	200
Fluor	mg/l	400	2
Chlore résiduel	mg/l	100	250
Argent	mg/l	/	10
Phosphate	mg/l	700	0,5
Bicarbonate	mg/l	/	/
Dureté (TH)	D°F mg/l Ca Co <sub>3</sub>	35	500
		350	

Paramètres bactériologiques (OMS 1986).

Paramètres	Eau non traitée	Eau a la distribution
Germes totaux à 37°C	5 mg/l	2
Germes totaux à 22° C	100	200
Coliformes	3	3
Echérichia coli	0/100	0/100
Streptocoques fécaux	0/100	0/100
Colistridium sulfo réducteurs	2/20	0/5
Salmonelles	0	0/5
Vibrios chlérique	0	0

## Annexe II

### GAMME DE PRIX TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100) -

Selon la Norme ISO 4427

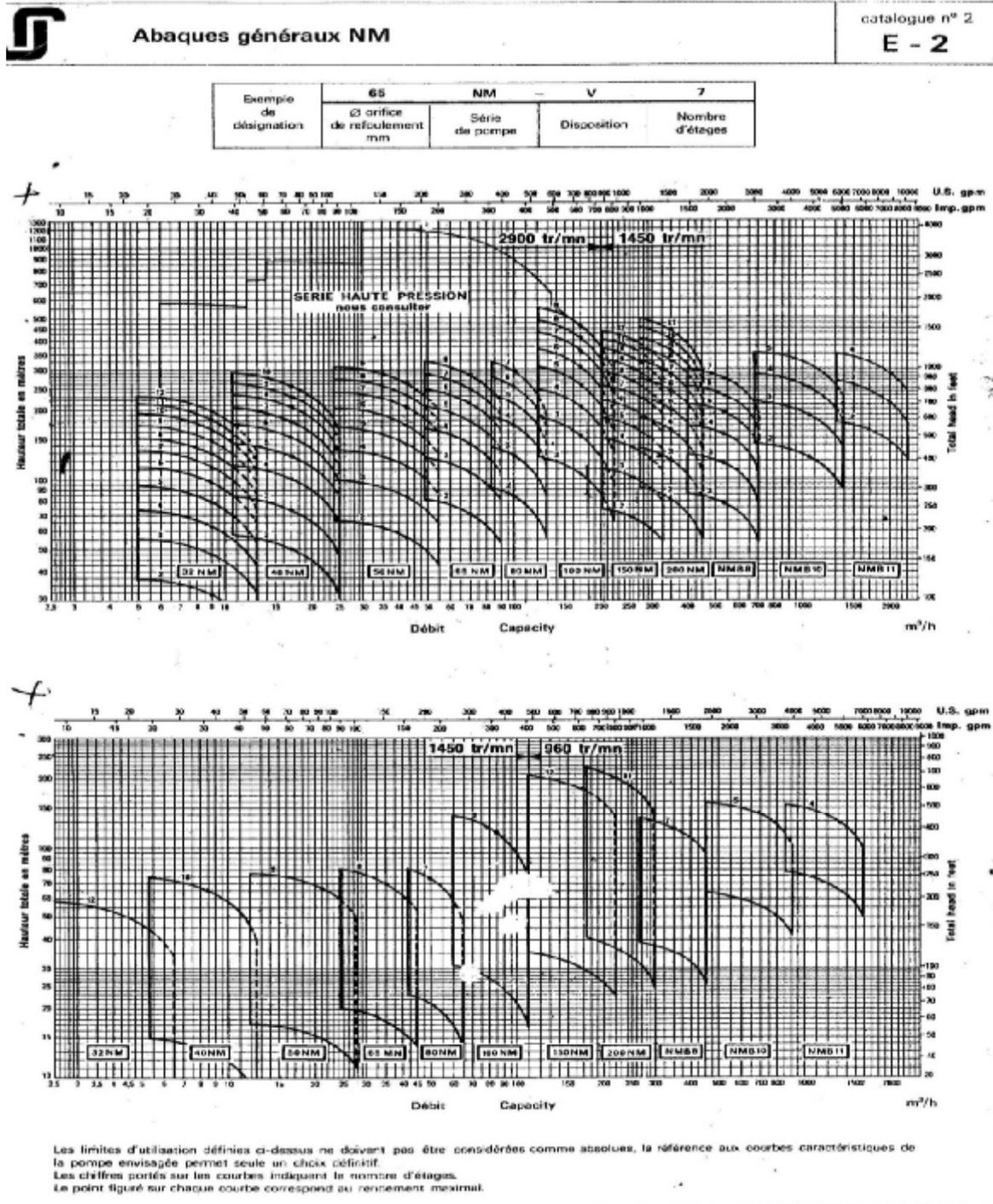
TUBES PEHD : PN 06					TUBES PEHD : PN 10				
Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
	Ø20					Ø20		29,96	35,05
P3513003	Ø25		35,19	41,17	P3513004	Ø25	2,5	40,30	47,15
P3513006	Ø32		50,90	59,55	P3513007	Ø32	2,5	59,60	69,73
P3513019	Ø40	2,0	65,00	76,05	P3513010	Ø40	3,0	51,30	106,58
P3513012	Ø50	2,4	95,80	112,08	P3513013	Ø50	3,7	141,30	165,32
P3513015	Ø63	3,0	150,75	176,37	P3513016	Ø63	4,7	220,82	258,36
P3513018	Ø75	3,6	213,54	249,84	P3513019	Ø75	5,6	313,05	366,27
P3513022	Ø90	4,3	252,60	295,54	P3513023	Ø90	5,4	374,34	438,56
P3513025	Ø110	4,0	366,70	429,03	P3513026	Ø110	6,6	559,71	654,86
P3513040	Ø125		474,80	555,51	P3513028	Ø125	7,4	711,41	832,35
P3513040	Ø160	5,8	781,68	914,56	P3513031	Ø160	9,5	1 167,15	1 365,56
P3513044	Ø200	7,2	1 224,63	1 432,81	P3513033	Ø200	11,9	1 823,92	2 133,99
P3513050	Ø250	9,1	1 883,10	2 203,22	P3513035	Ø250	14,8	2 840,10	3 322,91
P3513042	Ø315	11,4	3 015,60	3 528,25	P3513041	Ø315	18,7	4 340,78	5 078,71
P3513039	Ø400	14,5	4 810,30	5 628,05	P3513038	Ø400	23,7	7 158,55	8 375,51
P3513051	Ø500	19,1	8 360,00	10 097,01	P3513049	Ø500	29,7	10 953,10	12 815,12
P3513052	Ø630	24,1	13 350,00	15 619,5	P3513048	Ø630	37,4	20 050,00	23 458,50

TUBES PEHD : PN 16					TUBES PEHD : PN 20				
Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
	Ø20	2,3	37,45	43,81	P3513101	Ø20	2,3	40,02	46,82
P3513005	Ø25	2,8	53,45	62,53	P3513102	Ø25	3,0	56,10	65,63
P3513008	Ø32	3,6	84,10	98,39	P3513103	Ø32	3,6	86,55	101,26
P3513011	Ø40	4,5	127,30	148,94	P3513104	Ø40	4,5	134,90	157,83
P3513014	Ø50	5,6	204,40	239,14	P3513105	Ø50	5,6	211,27	247,18
P3513017	Ø63	7,1	320,18	374,61	P3513106	Ø63	7,1	356,36	416,94
P3513020	Ø75	8,4	450,72	527,34	P3513107	Ø75	8,4	470,90	550,95
P3513024	Ø90	8,2	548,80	642,09	P3513108	Ø90	10,1	660,10	772,31
P3513027	Ø110	10,0	810,37	948,13	P3513109	Ø110	12,3	965,83	1 130,02
P3513029	Ø125	11,4	1 952,25	1 231,13	P3513110	Ø125	14,0	1 266,05	1 481,29
P3513032	Ø160	14,6	1 707,64	1 997,93	P3513111	Ø160	17,9	2 050,10	2 398,61
P3513034	Ø200	18,2	2 690,60	3 148,00	P3513112	Ø200	22,4	3 216,54	3 763,35
P3513036	Ø250	22,7	4 100,72	4 797,64	P3513113	Ø250	27,9	4 998,40	5 848,12
P3513043	Ø315	28,6	6 365,15	7 448,39	P3513114	Ø315	35,2	7 795,14	9 120,31
P3513045	Ø400	36,3	10 292,10	12 041,75	P3513115	Ø400	44,7	12 547,24	14 680,27
P3513053	Ø500	45,4	15 565,00	18 211,05	P3513084	Ø500	55,8	19 900,00	23 283,90
P3513047	Ø630	57,2	26 420,00	30 911,40		Ø630	-	-	-

## N.B.:

- \* Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Couronnes (Rouleaux) de 106 ml.
- \* Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ml.
- \* Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 06 ml.

Annexe III



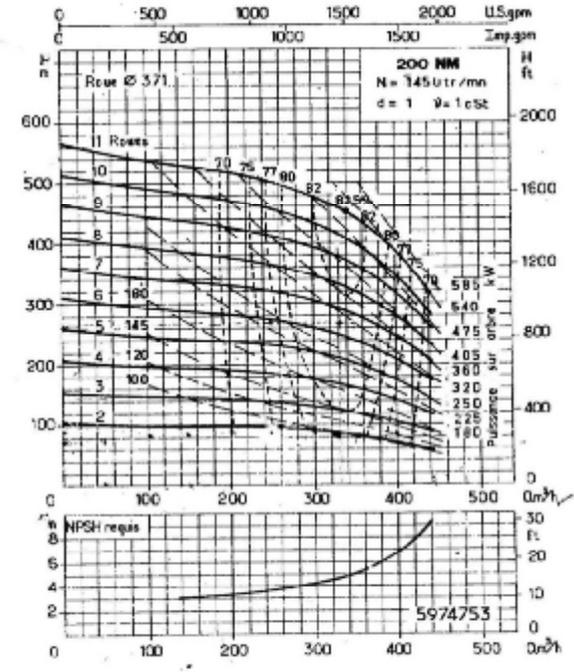
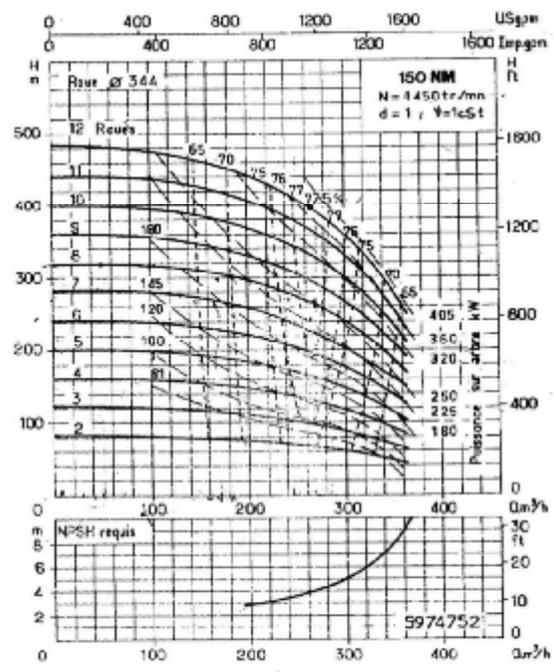
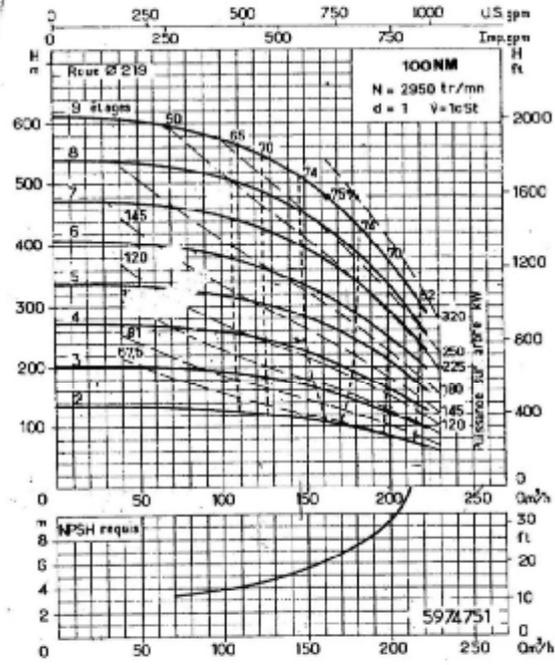
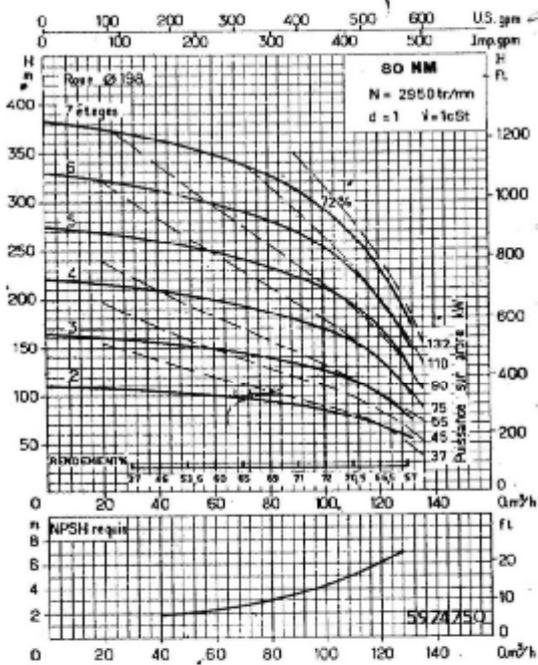
Annexe IV



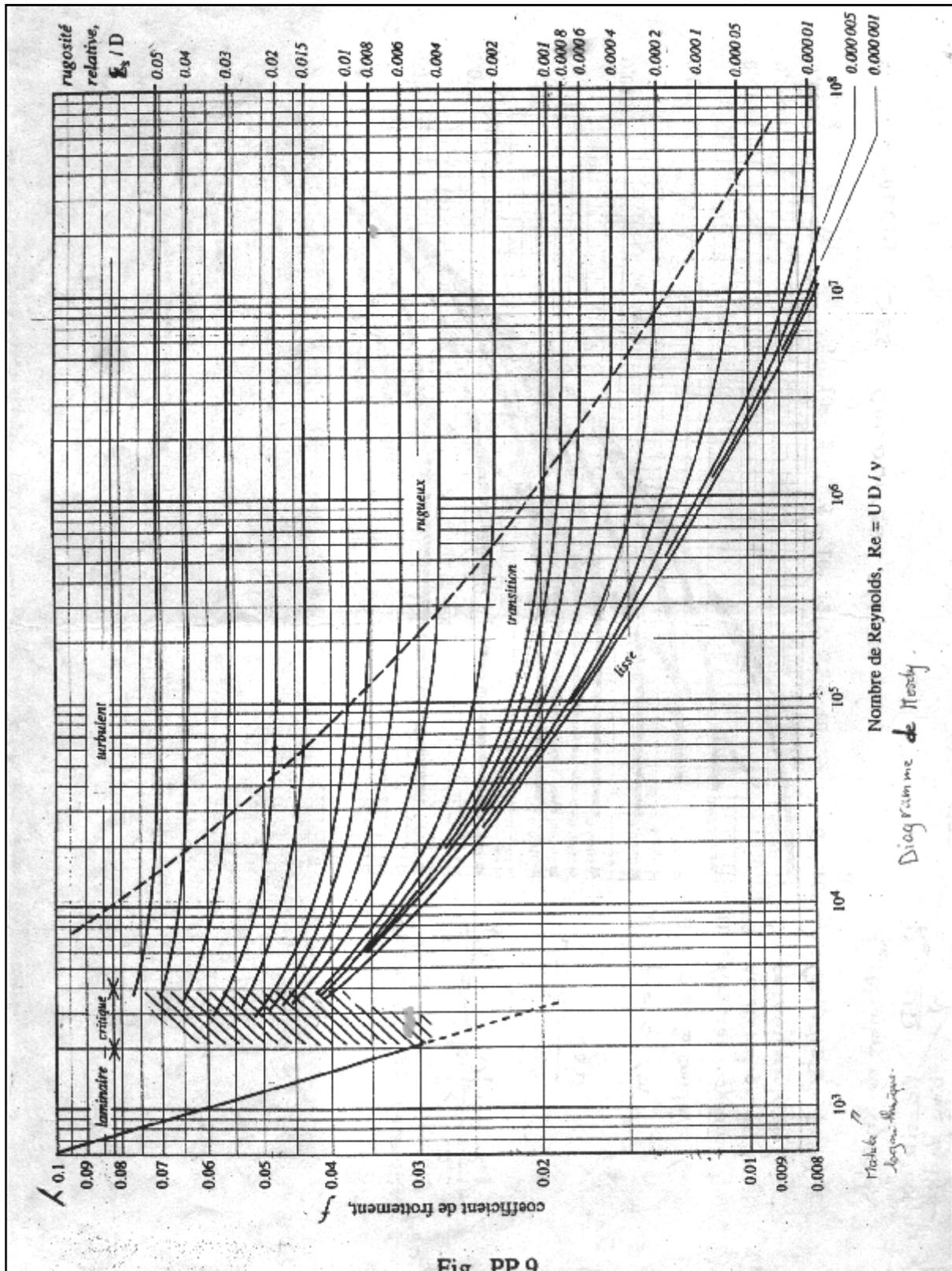
Courbes caractéristiques NM, 2 900 tr/mn et 1 450 tr/mn

catalogue n° 2

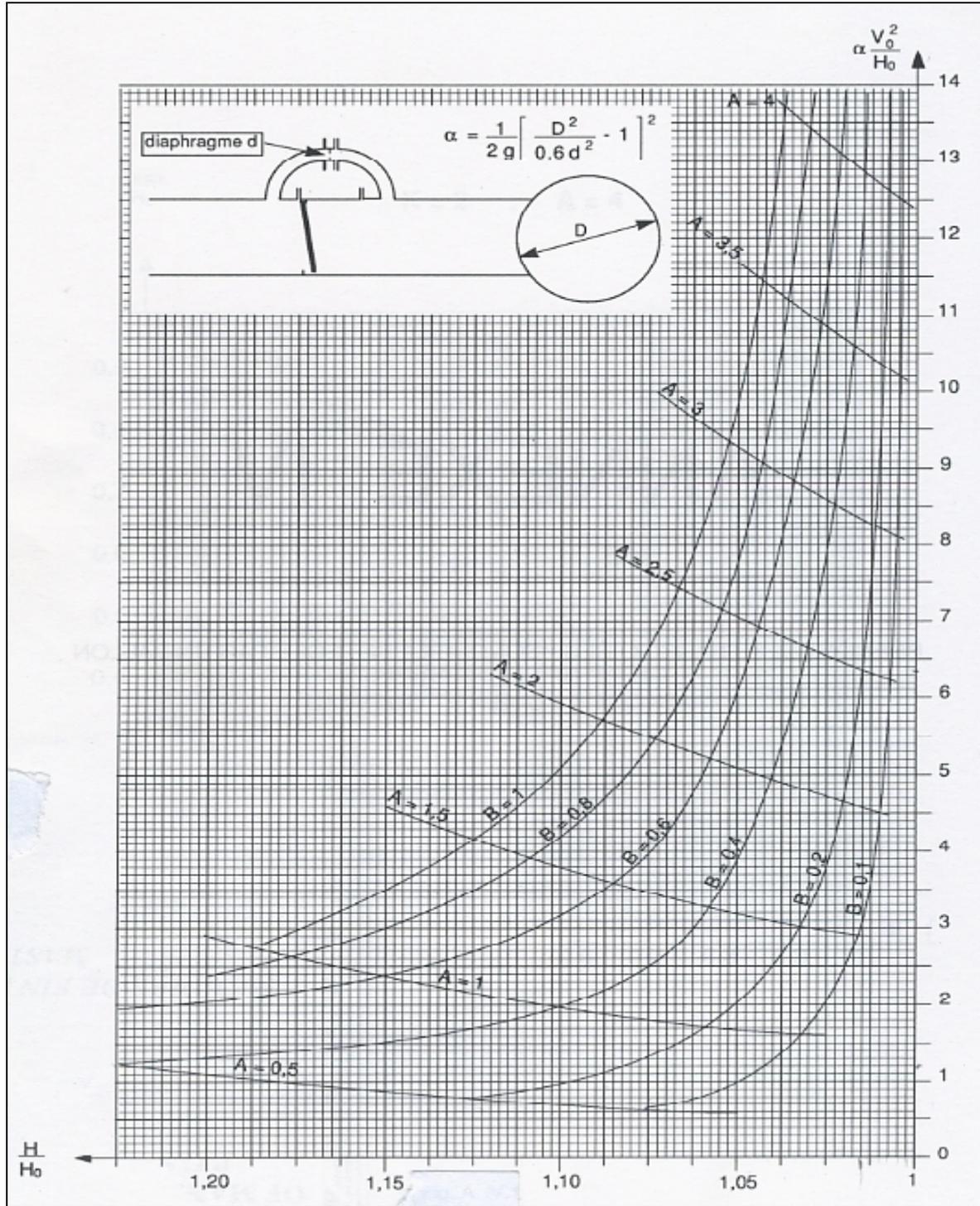
E - 4



Annexe V



Annexe VI





- [1] **Anonyme** : Plan d'aménagement et d'urbanisme de la commune d'Agouniguehrane (APC).
- [2] **Bonin J (1986)** : Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, édition Eyrolles paris, 219pages.
- [3] **Dupont A(1979)** : Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome 2, édition Eyrolles, Paris, 484pages.
- [4] **Bonnin J, 2005**, Hydraulique urbaine I«captage des réseaux d'adduction réservoirs, réseau de distributions pompes .....ect »vd école d'ingénieur de canton de Vaud.
- [5]**Roland V., 2003**, Eau, environnement et santé public.2eme édition « Médicales internationales », édition TEC & DOC paris, 196 pages.
- [6]**Ihaddadeene F. Iefgoum S., 2008/2009**, Contribution à l'étude de l'alimentation et de la réhabilitation de la chaine d'adduction en eau potable des 16 villages des communes : Irdjen, Larbaà-Nath-Irathen et Tizi-Rached à partir du barrage de Taksebt. (Mémoire d'ingénieur en agronomie UMMTO).
- [7]**Labandji F., 2011/2012**, Contribution à l'étude du renforcement de la chaine d'AEP de la commune de Khemis El Khechna (w.Boumerdes) à partir du système de production des eaux du barrage de Taksebt. (Mémoire d'ingénieur d'état en agronomie UMMTO).
- [8]**MahiousM.Meghzouchene A., 2012/2013**,Contribution à l'étude de l'AEP de la commune d'Aghribs et huit villages de la commune d'Azeffoun. (Mémoire d'ingénieur d'état en agronomie UMMTO).
- [9]**Khenache L. saidani D., 2009/2010**, Contribution à l'étude de l'alimentation en eau potable de l'ensemble des villages de la commune de Béni Douala à partir du barrage de Taksebt. (Mémoire d'ingénieur en agronomie UMMTO).
- [10] **Bounsiar Z. Berkane Z., 2011/2012**, Contribution à l'étude de l'alimentation en eau potable des villages de Yakourene à partir du piquage sur la conduite de transfert du barrage de Taksebt vers le flanc nord de la wilaya de TiziOuzou. (Mémoire d'ingénieur d'état en agronomie UMMTO).

- [11] **Ait yala K. Arsouli M., 2011/2012**, Contribution à l'étude du renforcement de la chaîne d'AEP du chef-lieu et un village de la commune d'AitToudert à partir d'un forage. (Mémoire d'ingénieur d'état en agronomie UMMTO).
- [12] **Arhab S., 2010**. Contribution à l'étude de renforcement de la chaîne d'adduction de la commune d'Aïn TURK (W.BOUIRA). (Mémoire d'ingénieur d'état en Agronomie)
- [13] **Bouzari B (2005)**: Adaptation de la station de pompage de Boukadir (W de Cheliff), mémoire d'ingénieur en hydraulique, ENSH.
- [14] **Anonyme** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) subdivision hydraulique Ouadhias.
- [15] Mémoire Master en génie mécanique- 2011- Investigation expérimentale du phénomène de cavitation dans les pompes- Université KasdiMerbah–Ouargla
- [16] **Morel A. (1992)**, Exercices de mécanique des fluides; statique et dynamique des fluides parfait et réels Tome 1, édition Eyrolles.