

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique

**MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES**

Présenté par :

**M<sup>r</sup>GRIBISSA Nassim**

**M<sup>r</sup>BOUKHELF Adel**

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Hydraulique Urbaine**

**INTITULE :**

***Elaboration d'un système d'information géographique Cas du renforcement en eau potable du village Taouririt Aden et environs à partir de la chaine de la commune de Mekla***

Soutenu le **25/06/2018**. devant le jury composé de :

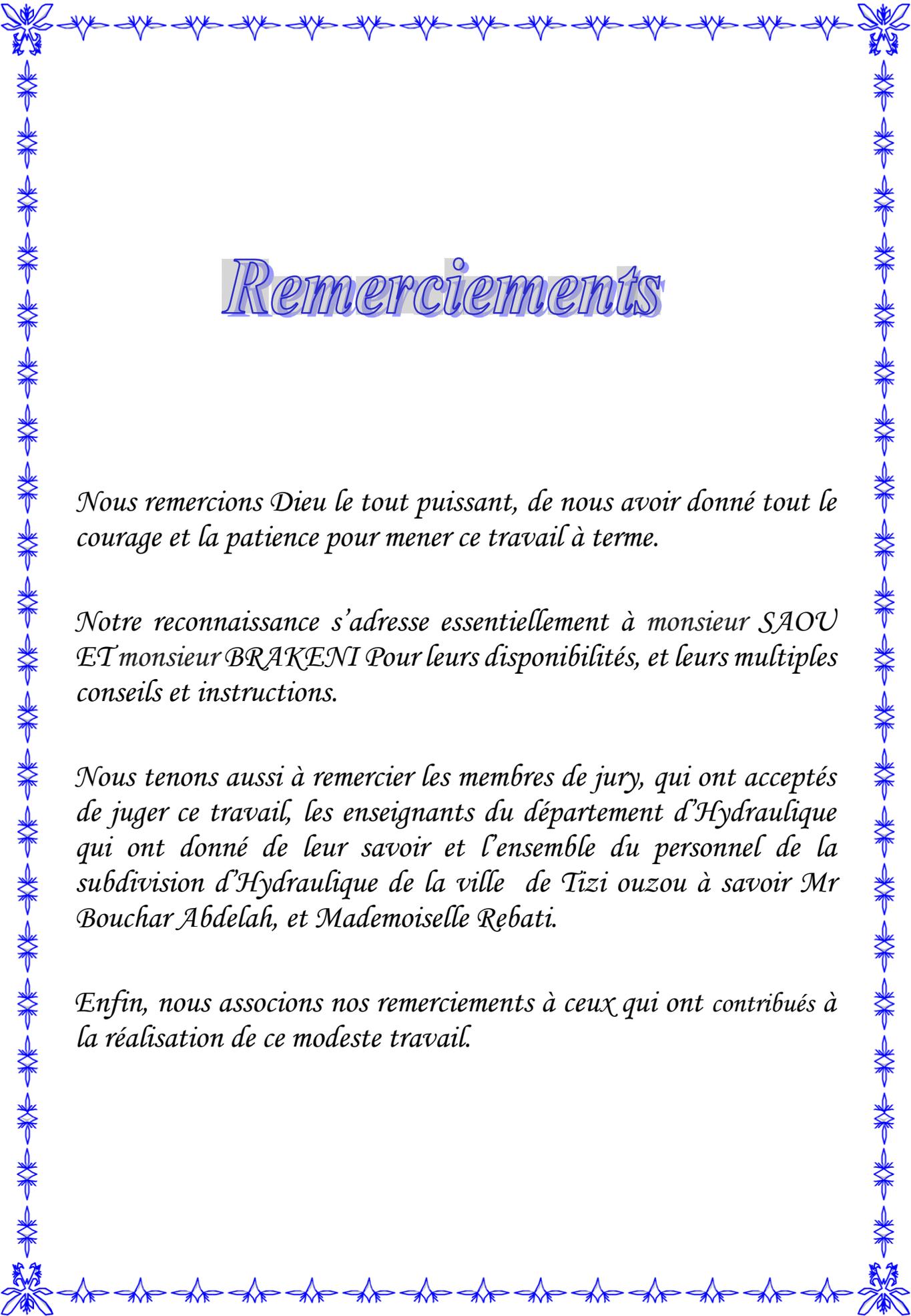
-Président **M<sup>r</sup> CHENAFI . A**

- Promoteur (s) **M<sup>r</sup> SAOU. A**

**M<sup>r</sup> BRAKENI. A**

-Examineur (s) **M<sup>r</sup> NASRI .K**

Année Universitaire : 2017/2018



# Remerciements

*Nous remercions Dieu le tout puissant, de nous avoir donné tout le courage et la patience pour mener ce travail à terme.*

*Notre reconnaissance s'adresse essentiellement à monsieur SAOU ET monsieur BRAKENI Pour leurs disponibilités, et leurs multiples conseils et instructions.*

*Nous tenons aussi à remercier les membres de jury, qui ont acceptés de juger ce travail, les enseignants du département d'Hydraulique qui ont donné de leur savoir et l'ensemble du personnel de la subdivision d'Hydraulique de la ville de Tizi ousou à savoir Mr Bouchar Abdelah, et Mademoiselle Rebati.*

*Enfin, nous associons nos remerciements à ceux qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :*

*A ma mère et mon père pour tous les sacrifices qu'ils ont consenti à mon égard ;*

- *A mes frères : ALI.MUSTAPHA. NOUREDDINE. MOHAMMED ET ABRARAHMAN.*
- *Ma chère sœur : KARIMA*
- *ET A Leurs ENFANTS :HANAN.IKRAM. MOHAMMED.AHMED. AMIRA.KHALIL. WALID.YOUSEF.*
- *A toute la famille BOUKHELF ;*
- *A tous mes amis, sans exception.*

*BOUKHELF ADEL*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce mémoire à :*

*Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé dans mes études, que dieu*

*leur apportent santé, longue vie et prospérité ;*

*Mes chères sœurs : Tinhinane et Farielle ;*

*MON FRÈRE : AGHILÈSE*

*Tous mes amis de la chambre H02 Kamal, Abdelhak et H203 Tarek et*

*Abdellah ;*

*Toutes ma famille et tous ceux que je connais.*

*Gribissa Nassim*

## Sommaire

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
------------------------------------	----------

### **Chapitre I : Présentation du site**

<b>I. 1. Introduction : .....</b>	<b>3</b>
<b>I.2.Présentation de la commune de Mekla :.....</b>	<b>3</b>
<b>I.3.Situation géographique : .....</b>	<b>3</b>
<b>I.4. Approche historique :.....</b>	<b>5</b>
<b>I.5. Situation topographique : .....</b>	<b>5</b>
<b>I.6. Réseau Hydrographique : .....</b>	<b>5</b>
<b>I.7.Situation Climatique Régionale : .....</b>	<b>6</b>
I.7.1. Température :.....	6
I.7.2. La pluviométrie.....	6
<b>I.8.Approche géologique : .....</b>	<b>7</b>
<b>I.9.CONCLUSION .....</b>	<b>8</b>

### **Chapitre II :Estimation des besoins en eau de la population**

<b>II.1 .Introduction :.....</b>	<b>10</b>
<b>II.2.Evaluation démographique :.....</b>	<b>10</b>
<b>II.3. Estimation des besoins en eau de la population :.....</b>	<b>11</b>
II.3.1. La dotation : .....	11
II. 3.2. Consommation moyenne journalière : .....	13
<b>II.4. Différente types de besoins :.....</b>	<b>13</b>
II.4.1. Les besoins scolaires : .....	14
II.4.2. Les besoins sanitaire : .....	14
II.4.3. Les besoins municipaux : .....	15
II.4.4. Les besoins socioculturels : .....	16
II.4.5. Les besoins industriels : .....	17

II.4.6. Les besoins commerciaux :.....	17
II.4.7. Les besoins d'élevages :.....	18
II.4.8. Récapitulatif des différents besoins :.....	20
<b>II.5. Majoration de la consommation moyenne journalière :.....</b>	<b>21</b>
<b>II.6. Etude de la variation des débits :.....</b>	<b>21</b>
<b>II.7. Variation de la consommation journalière :.....</b>	<b>21</b>
II.7.1. Variation de la consommation maximale journalière ( $Q_{max.j}$ ) :.....	21
<b>II.8. Consommation maximale horaire .....</b>	<b>23</b>
II.8.1. Confortation ressources-besoins :.....	23
<b>II.9. Conclusion : .....</b>	<b>23</b>

### **Chapitre III :dimensionnement des réservoirs**

<b>III.1.Introduction : .....</b>	<b>25</b>
<b>III .2.Fonctionnement des réservoirs : .....</b>	<b>25</b>
III .2.1. Fonctionnement techniques :.....	25
III .2.2. Fonctionnement économiques :.....	25
<b>III. 3.Classification des réservoirs :[.....</b>	<b>25</b>
<b>III.4.Caractéristiques principaux d'un réservoir : .....</b>	<b>26</b>
III.4.1.Emplacement d'un réservoir : .....	26
III.4.2.Choix de type de réservoir : .....	26
<b>III.5. Equipement du réservoir :.....</b>	<b>27</b>
III.5.1.Conduite de trop plein :[.....	27
III.5.2.Conduite d'adduction ou d'arrivée :.....	28
III.5.3.Conduite de distribution ou de départ : .....	28
III.5.4.Conduite de vidange :.....	28
III.5.5. Conduite by- passe :.....	29
III.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie:.....	29
<b>III.6.Calcul de la capacité des réservoirs :.....</b>	<b>31</b>
III.6.1. Méthode analytique :.....	31
III.6.2. Détermination de valeur du résidu: .....	32
III.6.3. Dimensionnement des réservoirs : .....	32
III.6.4. Dimensionnement des stations de reprises .....	32

<b>III.7. Calcul des capacités des réservoirs :</b> .....	<b>33</b>
III.7.1. Dimensionnement du réservoir Chaib (R1) :	33
III.7.2. Dimensionnement du réservoir Mekla (R2) :	34
III.7.3. Dimensionnement du réservoir Djemaâ Saâridj (R3) :	35
III.7.4. Dimensionnement du réservoir transit (R4) :	36
III.7.5. Dimensionnement du réservoir Ait Mansour et Ait Moussa (R5):	37
II.7.5.1. Dimensionnement de la station de reprise SR4 :	38
III.7.6. Dimensionnement du réservoir projeté RP3 :	38
III.7.7. Dimensionnement du réservoir Taliouine R6 :	39
III.7.8. Dimensionnement du réservoir Tourirt Aden R7 :	40
III.7.9. Dimensionnement du réservoir Tigrine (R8) :	41
<b>III.8) Conclusion.....</b>	<b>42</b>

## **Chapitre IV : L'adduction**

<b>IV.1. Introduction.....</b>	<b>43</b>
IV.1.1. Adduction par refoulement :[.....	43
IV.1.2. Adduction gravitaire :	43
IV.1.3. Adduction mixte :	43
<b>IV.2. Choix du tracé :.....</b>	<b>43</b>
<b>IV.3. Choix des matériaux de canalisation :</b> .....	<b>43</b>
<b>IV.4. Description du schéma d'adduction.....</b>	<b>45</b>
<b>IV.5. Etude technico- économique de l'adduction :[.....</b>	<b>45</b>
IV.5.1. Pour les conduites de refoulement .....	45
IV.5.2. Pour les conduites gravitaires.....	46
IV.5.3. Calcul de la vitesse :.....	47
IV.5.4. Calcul des pertes de charge :.....	47
IV.5.4.1. Pertes de charge linéaires ( $J_L$ ) :	47
IV.5.4.2. Les pertes de charge singulières ( $J_S$ ):	48
IV.5.4.3. Les pertes de charge totales ( $J_t$ ) :	48
IV.5.5. Calcul de la hauteur géométrique :.....	49
IV.5.6. Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt) :	49
IV.5.7. puissance absorbée par la pompe :.....	49
IV.5.8. Energie consommée par la pompe :.....	49

V.5.9. Frais d'exploitation :	50
IV.5.10.Frais d'amortissement :	50
IV.5.11. Calcul du bilan :	50
<b>IV.6. Calcul des conduites de refoulement et gravitaires:</b>	<b>51</b>
IV.6. 1. Adduction par refoulement :	51
VI.6.1.1. Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant le forage d'Oued Rabta a la SR1 :	51
IV.6.1.2 Détermination les diamètres économiques des conduites par refoulement pour les autres tronçons :	53
IV.6. 2. Adduction gravitaire :	55
IV.6.2.1. Détermination du diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le réservoir R3 a la SR3 :	55
IV.6.2.2. Détermination les diamètres économiques des conduites par refoulement pour les autres tronçons :	57
<b>IV.7. Conclusion :</b>	<b>57</b>

## Chapitre IV : pompes

<b>V.1.Introduction</b>	<b>58</b>
<b>V.2. Classification des pompes :</b>	<b>58</b>
<b>V.3. Les caractéristiques d'une pompe centrifuge :</b>	<b>58</b>
<b>V.4.Choix des pompes :</b>	<b>59</b>
<b>V.5.Caractéristique d'une pompe :</b>	<b>59</b>
<b>V.6.Caractéristique d'une conduite</b>	<b>59</b>
<b>V.7.Point de fonctionnement :</b>	<b>60</b>
V.7. 1.Variation de la vitesse de rotation :	60
V.7. 2.Le vannage :	61
V.7. 3.La similitude :	61
<b>V.8.Etude de la cavitation :</b>	<b>62</b>
<b>V.9. Choix du type des pompes pour les différentes stations :</b>	<b>63</b>
V.9. 1.Choix du type de pompes du forage d'Oued Rabta :	63
V.9.2.Choix du type de pompes d'Oued Sébaou :	67
V.9.3. Choix du type de pompe dans la station de reprise SR1	68
V.9.4. Choix du type de pompe dans la station de reprise SR2	69
V.9.5 . Choix du type de pompe dans la station de reprise SR3 :	71

V.9.6 Choix du type de pompe dans la station de reprise SR2'	72
V.9.7. Choix du type de pompe dans la station de reprise SR4:	73
<b>V.10. Conclusion</b>	<b>75</b>
<b>Chapitre VI : Pose et protection des conduites</b>	
<b>VI .1. Introduction :</b>	<b>76</b>
<b>VI.2. Les différents types de pose des conduites :</b>	<b>76</b>
VI.2.1. Pose en terre :	76
VI.2.2. Pose en mauvais terrain (cas particulier) :	76
VI.2.3. Pose des conduites traversant des routes :	76
VI.2.4. Pose des conduites traversant la rivière :	77
VI.2.4.1. Pose des conduites sous l'eau :	77
VI.2.5.2. Pose des conduites au-dessus de l'eau :	77
VI.2.6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée):	77
VI.2.7. Butée et amarrage des conduites :	79
<b>VI.3. La corrosion externe :</b>	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.3.1. Corrosion par formation des piles géologiques :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI .3.2. Corrosion par suite de l'influence d'une source électrique extérieure :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI .3.3. Protection cathodique :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<b>VI .4. La corrosion interne :</b>	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<b>VI.5. Protection contre le coup de bélier</b>	<b>80</b>
VI.5.1. Définition	80
VI.5.2. Causes du phénomène :	80
VI.5.3. Description du phénomène	80
VI.5.4. Conséquences du phénomène	82
VI.5.5. Valeurs numériques du coup de bélier	82
VI.5.6. Méthode de calcul d'un réservoir d'air	83
VI.5.6.1.- Principe de fonctionnement	83
V.5.6.2.- Principe de calcul	84
VI.5.6.3. Principe de construction de l'épure de Bergeron	84
<b>VI.6. Application du calcul pour les différents tronçons</b>	<b>87</b>
VI.6.1. Tronçon SR1-SR2	87
VI.6.2. Tronçon SR2-Djemaâ Saâridj	91

<b>VI.7. Conclusion .....</b>	<b>95</b>
-------------------------------	-----------

**CHAPITRE VII : Elaboration d'Un système d'information géographique  
(SIG) pour le réseau d'AEP de la commune de Mekla**

<b>VII.1. Introduction .....</b>	<b>99</b>
<b>VII.2. Présentation du système d'information géographique SIG: .....</b>	<b>99</b>
VII.2.1. Définition du SIG : .....	99
VII.2.2. Principales composantes d'un SIG : .....	99
VII.2.3 Avantages liés à la mise en place de SIG pour le réseau D'AEP .....	100
<b>VII.3. Données et méthodologie .....</b>	<b>100</b>
VII.3.1. Les données requises et leur mode d'acquisition.....	101
VII.3.2. préparation d'une carte pour la représentation de la chaine d'adduction :.....	101
VII.3. 3. Calage des cartes rasters :.....	102
VII.3.4. Création des tables : .....	102
<b>VII.4. Chargement de la base de données.....</b>	<b>103</b>
<b>VII.5. La vectorisation du réseau d'AEP sur MapInfo :.....</b>	<b>105</b>
<b>VII.6. Requêtes SQL :.....</b>	<b>108</b>
VII.6.1. Analyse thématique : .....	108
VII.6.2 Procédure d'utilisation de la sélection SQL .....	110
<b>VII.7 .Conclusion.....</b>	<b>113</b>
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>115</b>

## Liste des symboles

- A : Amortissement annuel de la conduite en %.
- A.N.R.H : Agence National des Ressources Hydrique.
- B : La valeur maximale du coup de bélier (m).
- $C_R$  : Côte Radier.
- $C_{TN}$  : Côte Terrain Naturel.
- $C_{TP}$  : Côte Trop- Plein.
- Cons : consommation.
- d: Diamètre de la tuyère en m.
- d' : Diamètre de la veine liquide contractée dans la tuyère en m.
- De : Diamètre intérieur de la conduite en m.
- Dext : Diamètre extérieur de la conduite en m.
- Dt : Diamètre de la tubulure en m.
- E : Énergie consommée par la pompe en kwh.
- e : Prix d'un kwh en DA.
- ep : Epaisseur de la conduite en m.
- F : Forage.
- Fam : Frais d'amortissement de la conduite.
- Fexp : Frais d'exploitation du réseau en DA.
- g : Accélération de la pesanteur en  $m/s^2$ .
- h : Pertes de charge engendrées par le vannage (m)
- H0: La pression absolue au point le plus haut de la conduite (m).
- Ha : Hauteur d'aspiration en (m).
- Hd : la valeur maximale de la dépression en m.
- Hg : Hauteur géométrique.
- Hinc : Hauteur de la réserve d'incendie (m).
- HL : Pertes de charge linéaires en m.
- Hmt : Hauteur manométrique totale en m.c.e.
- HS : Pertes de charge singulières en m.
- HT : Pertes de charge totales en m.

i : Taux d'annuité, il est pris égal à 8 %

JL : Pertes de charge unitaire en m/ml

K : Rugosité absolue de la conduite en m.

K1 : Le rapport des vitesses, cas de la montée

K2 : Le rapport des vitesses, cas de descente.

Kmax.h : Le coefficient de variation horaire.

Kmax.j: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

Kmin.j : Coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

L : longueur de la conduite en m.

m1 : Rapport entre le diamètre de la veine liquide contractée et le diamètre de la tubulure.

m2 : Rapport entre le diamètre de la tuyère et le diamètre de la tubulure.

N : vitesse de rotation de la pompe en tr/min.

Nd : Niveau dynamique de l'eau dans le puites (m).

NPSHd : Charge nette d'aspiration disponible en m.

NPSHre : Charge nette d'aspiration requise (m).

Ns : Niveau statique de l'eau dans le puites (m).

PK : Point de piquage.

Pa : Puissance absorbée par la pompe en (Kw).

Pabs : pression absolue en m.c.e.

Pu : Prix unitaire d'un mètre linéaire d'une conduite (DA).

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité

Q : Débit véhiculé par la conduite en m<sup>3</sup>/s.

q : Dotation moyenne journalière en (l/j/unité).

Qmax.h : Le débit maximal horaire en (m<sup>3</sup>/h).

Qmax.j : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.

Qmin.j : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.

Qmoy j : Consommation moyenne journalières des habitants de la localité (m<sup>3</sup>/j).

Qmoy.majoré : Débit moyen majoré en m<sup>3</sup> /j.

ONM : Organisation Nationale Météorologique.

R.G.P.H : Recensement Géographique Populaire et habitat.

R- : Valeur minimale du résidu dans le réservoir (%).

R+ : Valeur maximale du résidu dans le réservoir (%).

Re : Nombre de REYNOLDS.

S: Section de la conduite.

SR : Station de Reprise

t : Taux d'accroissement annuel de la population.

T : Température en °C

U0 : Volume d'air initial en m<sup>3</sup>.

U : Volume nouveau de l'air en m<sup>3</sup>.

V : Vitesse de l'écoulement à l'intérieur de la conduite en m/s.

Vinc : Volume d'incendie (m<sup>3</sup>).

Vt : Volume total du réservoir (m<sup>3</sup>).

Z : Pression dans le réservoir d'air en m.c.e.

Z0 : Pression absolue.

$\alpha_{max}$  : Coefficient qui dépend de niveau de vie et du confort au sein de l'agglomération.

$\beta_{max}$  : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants.

$\delta_0$  : Perte de charge dans la conduite en régime normal (m) ;

$\Delta H$  : Pertes de charge .

$\varepsilon$  : Rugosité relative de la conduite.

$\lambda$  : Coefficient de DARCY.

$\varnothing$  : Diamètre de la conduite.

## Liste des Figures

<b>Fig .I.1</b> : carte de la zone d étude .....	4
<b>Fig .I. 2</b> : les précipitations moyennes annuelles de la region .....	7
<b>Fig.I.3:</b> extrait de la carte géologique fort national a 1/50000representant la daïra de mekla ..	8
<b>Fig III.01:</b> Schéma général d'un réservoir semi enterré.....	25
<b>Fig.III.2</b> :montre les différents équipements d'un réservoir.....	26
<b>Fig .III.03</b> : trop-plein et vidange réserve d'incendie.....	26
<b>Fig .III.04</b> : Départ de conduite de distribution.....	27
<b>Fig .III.05</b> : By-pass.....	28
<b>Fig .III.06</b> : Matérialisation.....	28
<b>Fig.III.07</b> : équipement hydraulique d'un réservoir.....	29
<b>Fig. V.1</b> : courbe caractéristique d'une pompe.....	60
<b>Fig. V.2</b> : courbe caractéristique du réseau.....	60
<b>Fig. V .3</b> : courbe montrant le point de fonctionnement.....	61
<b>Fig. V.4</b> : caractéristiques d'une pompe en fonction de la vitesse de rotation. ....	61
<i>Fig. V.5</i> : Réglage par vannage.....	62
<b>Fig. V.7</b> :Courbes caractéristiques de la pompe du Forage d'Oued Rabta.....	64
<i>Fig. V.8:</i> Représentation graphique des points : homologue et désiré de la pompe .....	66
<b>Fig.V.9</b> :Courbes caractéristiques de la pompe du forage d'Oued Sébaou.....	68
<b>Fig.V.10</b> :Courbes caractéristiques de la pompe SR1 .....	70
<b>Fig .V.11</b> :Courbes caractéristiques de la pompe SR2.....	71
<b>Fig .V.12</b> :Courbes caractéristiques de la pompe SR3.....	72
<b>Fig.V.13</b> :Courbes caractéristiques de la pompe SR2'.....	74
<b>Fig.V.14</b> :Courbes caractéristiques de la pompe SR4.....	75
<b>Fig .VI .1</b> : traversée d'une route ou moyen d'une gaine.....	78
<b>Fig .VI .2</b> : traversée d'une route ou moyen d'enrobage dans le béton.....	79
<b>Fig .VI . 3</b> : pose des tuyaux sur briques.....	79
<b>Fig .VI .4</b> :traversée d'un cours d'eau.....	79
<b>Fig .VI .5</b> :Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.....	80
<b>Fig .VI .6</b> :Les butées.....	81

<b>Fig .VI .7</b> Corrosion par formation des piles .....	82
<b>Fig .VI .8</b> Protection par anode réactive .....	83
<b>Fig .VI .9</b> Protection par soutirage de courant .....	84
<b>Fig .V I .10</b> : (phase 1 du phénomène ),Contraction de la conduite.....	85
<b>Fig.VI .11</b> : ( <i>phase 2 du phénomène</i> ), <i>ecoulement au sens inverse</i> .....	85
<b>Fig.VI .12</b> : (phase 3 du phénomène) Distension de la conduite.....	86
<b>Fig .VI .13</b> :(phase 4 du phénomène)Retour aux conditions initiales .....	86
<b>Fig .VI .14</b> : Principe de la disposition d'un réservoir d'air (anti-bélier).....	88
<b>Fig .VI .15</b> : <i>Principe de la construction de l'épure de Bergeron</i> .....	89
<b>Fig .VI .16</b> : L'épure de Bergeron pour le tronçon SR1-SR2.....	95
<b>Fig.VI .17</b> : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour SR1-SR2.....	95
<b>Fig .VI .18</b> : L'enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire.....	96
<b>Fig .VI .19</b> :L'épure de Bergeron pour le tronçon SR2- Djemaâ Saâridj.....	99
<b>Fig .VI .20</b> : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour SR2- Djemaâ Saâridj.....	99
<b>Fig .VI .21</b> : L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire.....	100
<b>Fig.VII.1</b> : Définition du SIG.....	101
<b>Fig.VII.2</b> Structure d'un SIG.....	102
<b>Fig.VII.3</b> :photo satellite obtenu à l'aide de Google Earth.....	103
<b>Fig.VII.4</b> : calage de carte raster .....	104
<b>Fig.VII.5</b> chargement de la base de données .....	105
<b>Fig.VII.6</b> Affichage des données.....	106
<b>Fig.VII.7</b> Compactage d'une table.....	106
<b>Fig.VII.8</b> : Résultats de la vectorisation du renforcement de la zone d'étude.....	108
<b>Fig.VII.9</b> Analyse thématique :1 <sup>er</sup> étape.....	109
<b>Fig.VII.10</b> Analyse thématique :2 <sup>eme</sup> étape.....	109
<b>Fig.VII.11</b> Analyse thématique :3 <sup>eme</sup> étape.....	110
<b>Fig.VII.12</b> : Schéma d'adduction après l'analyse thématique.....	110

<b>Fig.VII.13:</b> Exemple d'une requête SQL .....	111
<b>Fig.VII.14:</b> Résultatd'une requête SQL .....	111
<b>Fig.VII.14:</b> Résultat d'une requête SQL .....	111

## Liste des Tableaux

<b>TabI .1</b> :températures moyennes mensuelles (1995-2007) en °C.....	6
<b>Tab.I.2</b> :Les précipitations moyennes mensuelles en"mm" :.....	7
<b>Tab.II.1</b> Evolution de la population pour les horizons considérés pour les localités.....	10
<b>TabII.2</b> : Normes de consommation pour les différents équipements.....	11
<b>Tab.II.3</b> :Estimation des besoins domestique en eau .....	13
<b>Tab.II.4</b> : Les besoins scolaires .....	13
<b>Tab. II.5</b> :Les besoins sanitaire .....	14
<b>Tab .II.6</b> :Les besoins municipaux.....	14
<b>Tab.II.7</b> : Les besoins socioculturel.....	15
<b>Tab.II.8</b> : Les besoins industriels .....	16
<b>Tab.II.9</b> : Les besoins commerciaux .....	17
<b>TabII.10</b> : Les besoins d'élevages.....	18
<b>Tab .II.11</b> : Récapitulatif des différents besoins .....	20
<b>Tab.II.12</b> :consommation moyenne journalière majorée.....	21
<b>TabII.13</b> : Débits maximaux et minimaux journaliers.....	22
<b>Tab.II.14</b> :Valeurs du déficit en eau à long terme.....	23
<b>Tab. III.1</b> : Evaluation du volume résiduel du réservoir Chaib(R1).....	32
<b>Tab. III.2</b> :calcule volume résiduel du réservoir Chaib (R1).....	32
<b>Tab .III.3</b> :Evaluation du volume de résidu du réservoir mekla (R2).....	33
<b>TabIII.4</b> :calcule du volume de résidu du réservoir mekla (R2).....	33
<b>Tab. III.5</b> : calculs des caractéristiques de réservoir projeter de Mekla(RP1).....	34
<b>Tab . III.6</b> : Evaluation du volume de résidu du réservoir Djemaâ Saâridj(R3) .....	34
<b>Tab . III.7</b> : calcule du volume de résidu du réservoir Djemaâ Saâridj(R3).....	35
<b>TabIII.8</b> :Evaluation du volume de résidu dans le réservoir de transit (R4).....	35
<b>TabIII.9</b> : calcule volume de résidu du réservoir de transit (R4).....	36
<b>Tab. III.10</b> : Evaluation du volume de résidu du réservoir Ait Mansour et Ait Moussa (R5).....	36
<b>TabIII.11</b> : calcule volume de résidu du réservoir Ait Mansour et Ait Moussa R5. ...	37
<b>Tab III.12</b> : calcules les caractéristiques de réservoir projeter Ait Mansour et Ait Moussa (RP2).....	37

<b>Tab III.13 :</b> Evaluation du volume résiduelle du réservoir d'eau projeté (RP3). .....	37
<b>Tab.III.14 :</b> calcule volume résiduelle du réservoir projeté (RP3) .....	38
<b>Tab .III.115 :</b> calcules les caractéristiques de réservoir projeter (RP3) .....	38
<b>Tab.III.16 :</b> Evaluation du volume résiduel du réservoir Taliouine (R6) . .....	38
<b>Tab . III.17 :</b> calcule du volume de résidu du réservoir Taliouine (R6) .....	39
<b>Tab III.18 :</b> calcules les caractéristiques de réservoir projeté (RP4) de Tailouine :.....	39
<b>TabIII.19:</b> Evaluation du volume résiduel du réservoir Tourirt Aden (R7) :.....	40
<b>TabIII.20</b> calcule volume de résidu du réservoir Tourirt Aden (R7) .....	40
<b>Tab III.21 :</b> calcules les caractéristiques de réservoir projeter (RP4 ) de Tourirt Aden ..	41
<b>Tab III.22:</b> Evaluation du volume résiduel du réservoir Tigrine (R8) .....	41
<b>Tab . III.23 :</b> calcule et les caractéristique volume résiduel du réservoir Tigrine (R8) ...	42
<b>Tab.IV.1 :</b> Caractéristiques de la conduite ,.....	51
<b>Tab .IV.2 :</b> Calcul de la Hmt .....	52
<b>Tab .IV.3:</b> Calcul des frais d'exploitation.....	52
<b>Tab. IV.4 :</b> Calcul des frais d'amortissement. ....	52
<b>TabIV .5 :</b> Calcul du bilan.....	53
<b>Tab IV.6 :</b> Caractéristiques des conduites.....	53
<b>Tab.IV.7 :</b> Calcul de la Hmt .....	54
<b>Tab .IV.8 :</b> Calcul des frais d'exploitation.....	54.
<b>Tab. IV.9:</b> Calcul des frais d'amortissement.....	55
<b>TabIV .10 :</b> Calcul du bilan.....	55
<b>Tab.IV.11 :</b> Caractéristiques de la conduite.....	56
<b>Tab.IV.12:</b> Calcul de vitesse approprié.....	56
<b>Tab .IV.13 :</b> Caractéristiques des conduites.....	57
<b>Tab.IV.14:</b> Calcul de vitesse approprié .....	57
<b>Tab.IV.15:</b> Pour les vannes.....	58
<b>Tab .V.1:</b> Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	64
<b>TabI .V.2 :</b> caractéristiques du forage d'Oued Rabta .....	64
<b>TabV. 3 :</b> suivant donne les résultats du calcul.....	65.
<b>TabV.4:</b> analyse de point de fonctionnement et bilan de pompedu forage d'Oued Rabta	67
<b>Tab .V.5 :</b> caractéristiques du forage d'Oued Sébaou.....	68
<b>Tab.V.6:</b> analyse de point de fonctionnement et bilan de pompe du forage d'Oued Sébaou.....	69

<b>Tab .V.7</b> :caractéristiques SR1 vers SR2.....	69
<b>Tab V.8</b> : analyse de point de fonctionnement et bilan de pompeSR1.....	70
<b>Tab .V.9</b> :caractéristiques SR2 -Réservoir Djemaâ Saâridj.....	70
<b>TabV.10</b> : analyse de point de fonctionnement et bilan de pompeSR2.....	71
<b>Tab .V.11</b> :caractéristiques SR3 -Ait Mansour et Ait Moussa.....	72
<b>Tab .V.12</b> : analyse de point de fonctionnement et bilan de pompeSR3.....	72
<b>Tab .V.13</b> :caractéristiques SR2' – SR4.....	73
<b>Tab.V.14</b> : analyse de point de fonctionnement et bilan de pompeSR2'.....	74
<b>Tab .V.15</b> :caractéristiques SR4-RP3.....	74
<b>Tab.V.16</b> : analyse de point de fonctionnement et bilan de pompeSR4.....	75
<b>Tab .VI.1</b> : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....	87
<b>Tab .VI .2</b> : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR1-SR2.....	94
<b>Tab.VI .3</b> : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR2- Djemaâ Saâridj.....	98
<b>Tab.VII.1</b> structures des tables.....	104

# INTRODUCTION GENERALE

# Introduction générale

---

## INTRODUCTION GENERALE

Depuis la nuit des temps, les êtres humains ont cherché à mettre l'eau en valeur pour améliorer leur existence puisqu'elle constitue l'essence de survie de tout être vivant, aussi bien humaine, animal que végétal.

L'expansion démographique, élévation du niveau de vie et développement des activités économiques ont engendré un accroissement de la demande en eau potable sans cesse. Devant une telle situation, il est impératif de concevoir des systèmes judicieux d'adduction et de stockages qui constituent toujours un grand défi d'Ingénierie afin de satisfaire la demande en eau et d'atténuer les pertes.

A cet effet, et pour remédier aux insuffisances en eau potable, on a recours à la mobilisation, en construisant des ouvrages hydrauliques à savoir les barrages.

Dans cette optique, la wilaya de Tizi-Ouzou a bénéficié d'un important projet de réalisation des aménagements hydrauliques, parmi lesquels se trouve celui du barrage Taksebt qui est destiné à l'approvisionnement et au transfert de ces eaux traitées vers les communs alentours.

Dans ce contexte s'inscrit notre projet de fin de cycle qui vise à étudier l'alimentation en eau potable du Village Taourirt Aden et environs à partir de la chaîne de Mekla de la commune de Mekla, sur un horizon projeté de 27 ans.

La situation de ces villages de la commune de Mekla (wilaya de Tizi-Ouzou), malgré l'importance des nappes existantes à savoir deux forages au niveau d'Oued Sebaou et Oued Rabta Rencontres des problèmes de manque d'eau potable qui est dû essentiellement au :

- ❖ Volume d'eau qui arrive aux consommateurs est très loin du volume réel distribué, à cause des pertes de charge énormes le long de réseau d'un côté, et d'un autre côté, au manque d'entretien au niveau des stations de pompage qui sont souvent en panne.

Pour y remédier à ce phénomène qui perdure et entrave le développement de la commune, la Direction Hydraulique de la Wilaya de Tizi-Ouzou a engagé l'étude et la mise en place d'un piquage à partir du transfert d'eau du barrage Taksebt .

L'objectif essentiel de notre travail est l'étude de renforcement en eau potable du Village Taourirt Aden et environs à partir d'un piquage au niveau de la conduite de transfert du barrage Taksebt-Freha-Azazga. Ainsi, on peut élaborer un schéma permettant de refouler de l'eau

## Introduction générale

---

jusqu'aux villages concernés de la commune de Mekla, et qui s'articulera principalement sur les axes suivants :

Une présentation globale du site, dans laquelle on trouve des données de base, sa climatographie et bien d'autres caractéristiques feront l'objet du premier chapitre.

La détermination des besoins en eaux nécessaires afin de satisfaire la population à l'horizon projeté sera traitée dans le second chapitre du présent mémoire.

Dans le troisième chapitre, on passera au calcul des ouvrages de stockage projetés pour mieux harmoniser entre les demandes en eau et la population.

Tandis que le quatrième chapitre portera sur l'adduction, où on étudiera le choix du tracé, le type de conduites et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites.

Par la suite, le choix des pompes adéquates qui devront répondre aux exigences du projet, sera le but du cinquième chapitre.

Par ailleurs, le sixième chapitre aura pour objectif de donner d'une part, les procédés adéquats pour la pose des conduites, et d'autre part, de traiter un point extrêmement important dans l'étude du projet d'alimentation en eau potable en l'occurrence, le phénomène très dangereux du coup de bélier.

Un septième chapitre sera consacré à la fin de ce modeste mémoire à l'élaboration d'un système d'information géographique pour regrouper l'ensemble des données

On terminera par une conclusion générale.

# CHAPITRE I

## *PRÉSENTATION DU SITE*

## **I. 1. Introduction :**

Une étude de l'alimentation en eau potable d'une agglomération nécessite la connaissance de certains paramètres fondamentaux pour le bon fonctionnement du réseau. Dans ce présent chapitre, une idée générale sur les caractéristiques de la région d'étude sera relatée. A cet effet, il y a lieu d'entamer ce travail par une présentation du site de la commune de Mekla et de ses environs.

## **I.2.Présentation de la commune de Mekla :**

La commune de Mekla a été créée le 28 février 1887 (durant la période coloniale), par le décret réf BG N°1057-1887, elle se situe au Sud-Est de la wilaya de Tizi-Ouzou. Elle est érigée en chef-lieu de daïra en 1990 et regroupant deux autres communes autrefois faisant parties de son territoire, il s'agit de Souamaa et d'Ait Khellili.

## **I.3.Situation géographique :**

Elle est située à 37Km au Sud-Est Du chef-lieu de Tizi-Ouzou et à 137 Km de la capitale d'Alger. Ses limites s'établissent comme suit :

- Nord : Commune Freha
- Sud : Communes d'Ait-Yahia, Ain El Hammam et Ait Aguacha.
- Est : Commune d'Ait-Khellili et Souamaa
- Ouest : Commune de Ait Aguacha, Tizi-Rached et Ait-Oumalou.

Mekla compte vingt-deux villages repartis sur une superficie de 64 Km<sup>2</sup>. La répartition territoriale est illustrée sur la **Fig I.1.**

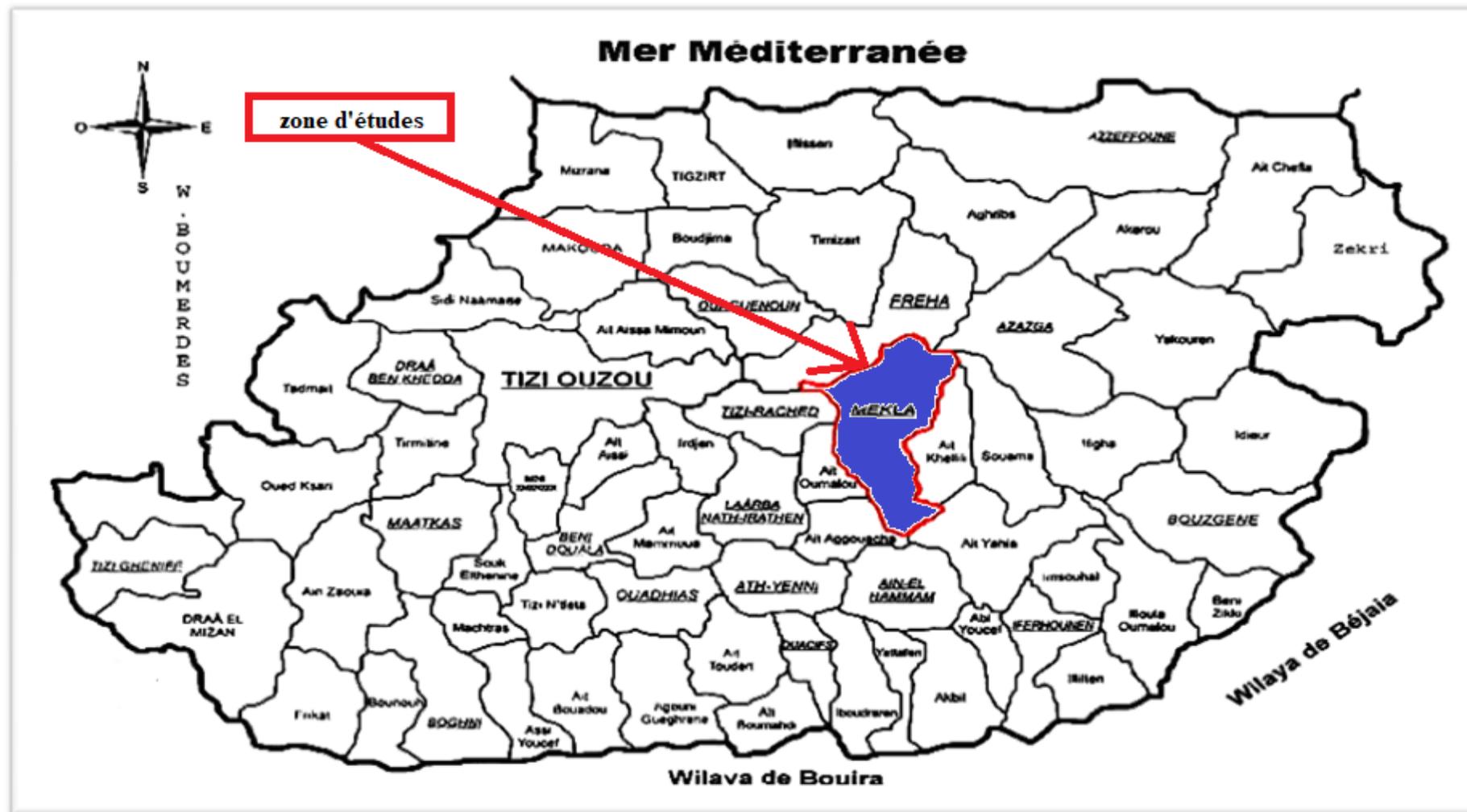


Fig .I.1: Situation géographique de la commune de Mekla .

#### **I.4. Approche historique :**

L'histoire de la commune de Mekla est rattachée à l'évolution historique de Douar Ait Fraoucen avec comme point de mire le village de Djemaa Saharidj qu'est l'un des plus grands et plus anciens village de la Kabylie ; son évolution est marqué par le seau des différentes civilisations qui ont pénétré l'Algérie du Nord.

Plusieurs périodes sont à distinguer dans l'évolution :

- Epoque Préromaine ;
- Epoque Romaine ;
- Epoque Arabe ;
- Epoque Turque;
- Epoque Français.

#### **I.5. Situation topographique :[1].**

Le territoire de la commune de Mekla s'étend sur une superficie de 6 471 hectares il est situé sur le flanc Nord du massif central de la Kabylie il occupe une position centrale légèrement à l'Est de la wilaya de Tizi –Ouzou.

Le relief est montagneux dans la partie Sud de la commune et constitue au Nord des plaines faisant partie du couloir de la vallée de l'Oued Sébaou. Cette distinction entre zone montagneuse et plaine se fait progressivement, du Nord au Sud, à travers plusieurs paliers topographiques allant de 150 à 950 mètres.

Les altitudes moyennes sont de l'ordre de 750 mètres en zones de montagne (avec des points culminant frisant les 1000 mètres et des pentes de plus de 40%), diminuant progressivement jusqu'à l'altitude de la RN 12 et de l'Oued Sébaou.

#### **I.6. Réseau Hydrographique :[1].**

La topographie de la commune de Mekla a généré de nombreux petits Oueds émanant d'une multitude de bassins versants de faible importance. Ces oueds, partant de la zone Sud, convergent vers les deux principaux cours d'eau :

- L'Oued Sébaou: Constitue la limite Nord de la commune.
- L'Oued Rabat : Constitue la limite Ouest de la commune.

## I.7.Situation Climatique Régionale :

Cette région s'inscrit dans un climat méditerranéen de type continental, comme pour le reste de la wilaya, se caractérise par un hiver froid et humide et un été chaud et sec.

### I.7.1. Température :[1].

Ces températures sont très élevées en été avec une moyenne de "36,45C°" et les basses températures sont observées en mois en Janvier avec une moyenne de "10,18C°".

*Tab I.1 : températures moyennes mensuelles (2005-2017) en C°.*

	Janv.	Fév.	Mars	Av	Mai	Juin	Juill.	Août	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Total	MOY
2005	9,6	12,6	12,6	14,4	20,8	23,6	27,8	27,2	22,5	20,3	15,7	13,5	232,56	19,38
2006	12,9	9,9	13,1	15,4	18,3	22,6	26,3	26,1	21,6	16,9	14,8	12,3	210,84	17,57
2007	11,9	12,3	12,9	15,9	20,5	25	24,4	27,6	24,9	20,1	15,1	11,6	224,16	18,68
2008	10,6	12,9	13,2	15,7	18	23,9	27,6	27,1	24,6	17,4	13,7	9,8	213,48	17,79
2009	10	8,9	13,3	15,8	21,4	25,5	27,8	29,4	25,4	22,4	13,4	10,5	224,16	18,68
2010	8,2	11,7	14,3	16,6	21,6	25,1	28,9	29,4	24,9	18,5	14,6	12,1	213,48	17,79
2011	10,8	10,3	16,8	15,9	19,1	26,6	28,3	29,1	24,7	23	14	9,2	223,92	18,66
2012	9,7	11,4	13,7	15,4	20,1	34,6	36,8	36,3	29,9	20,2	15,2	12,9	225,96	18,83
2013	10,1	9,3	13,8	15,6	18,7	35,1	38,8	37,4	23,9	20,4	15,7	10,6	227,16	18,93
2014	10,6	12,2	13,6	14,7	16	33,8	36,6	37	22,6	25,2	13,3	11,5	223,56	18,63
2015	7,4	7,7	12,8	15,5	20,6	35,2	38,3	36,9	23,2	20,5	13	10,6	211,2	17,6
2016	9,2	10	14,2	18,3	21,9	34,8	38,8	36,7	23,9	22,3	17,3	12,1	229,2	19,1
2017	11,4	13	12,2	15,7	19,4	33,3	37,4	38,1	23,7	19,3	13,6	10,6	217,56	18,13
MOY	10,18	10,86	13,58	15,76	19,76	24,75	27,68	27,77	24,28	20,5	14,55	11,33	221,04	18,42

Source :(O.N.M de T.O

### I.7.2. La pluviométrie :

Code de la station : 021503

Nom de la station : Djemaa Saharidj

X=641,7m, Y=377,75m, Z=370m

Tab I.2 : précipitations moyennes mensuelles (2007-2017) en mm .

	Janv.	Fév.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juill.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	MOY
2007	51	106,2	61,5	92,8	261,9	4,1	0	8,4	52,5	135,5	198,5	124,6	91,417
2008	132,5	81,4	67,1	29,2	32,9	13,3	1	0	45	88,3	160,1	100,3	62,592
2009	24,2	9,4	11,5	47,2	56,5	10,1	0,3	1,2	41,7	21,1	146,4	225,3	49,575
2010	284,4	87,5	46,5	63,3	55,2	12,3	0,3	1,5	18,3	52,5	65,5	90,4	64,808
2011	270	90,6	47,8	60,8	41,6	5,3	18,2	55,1	19,3	39,2	67,8	160,8	73,042
2012	235	97,2	43,6	169,8	43,6	3,8	5,4	4,2	23,3	36	241,6	341,4	103,74
2013	83,5	36,3	16	69,8	170,5	15,8	2,1	7,9	49,1	80,2	66,8	226,4	68,7
2014	185,4	158,7	48,6	55,9	4,6	9,1	3,1	2,6	42,5	46,9	131,6	159,9	70,158
2015	52,6	65	40	20,9	70,7	1,9	1,5	5,6	17,3	40,7	42,1	138,2	41,375
2016	18,1	45,9	250,9	83,1	56,2	5,5	3	2,9	23,3	10,5	15,2	169,7	57,025
2017	20,5	58,2	250,1	200,9	34,5	12,1	9,2	2,1	26,5	263,6	75,6	170,5	93,651
MOY	123,38	76,03	80,32	81,24	75,292	7,845	4,009	8,318	32,618	74,045	110,108	173,4	70,552

(Source A.N.R.H de T.O)

Les précipitations les plus élevées sont enregistrées aux mois de novembre, décembre et janvier qui caractérise la saison hivernale, par contre, les précipitations les plus basses correspondent aux mois de juillet et aout qui marquent la saison estivale.

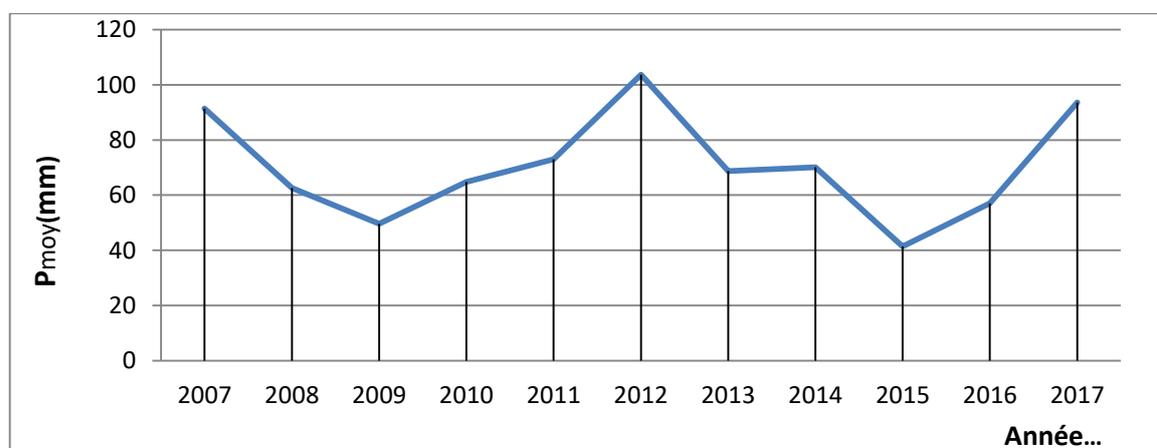


Fig I.2: Les précipitations moyennes annuelles.

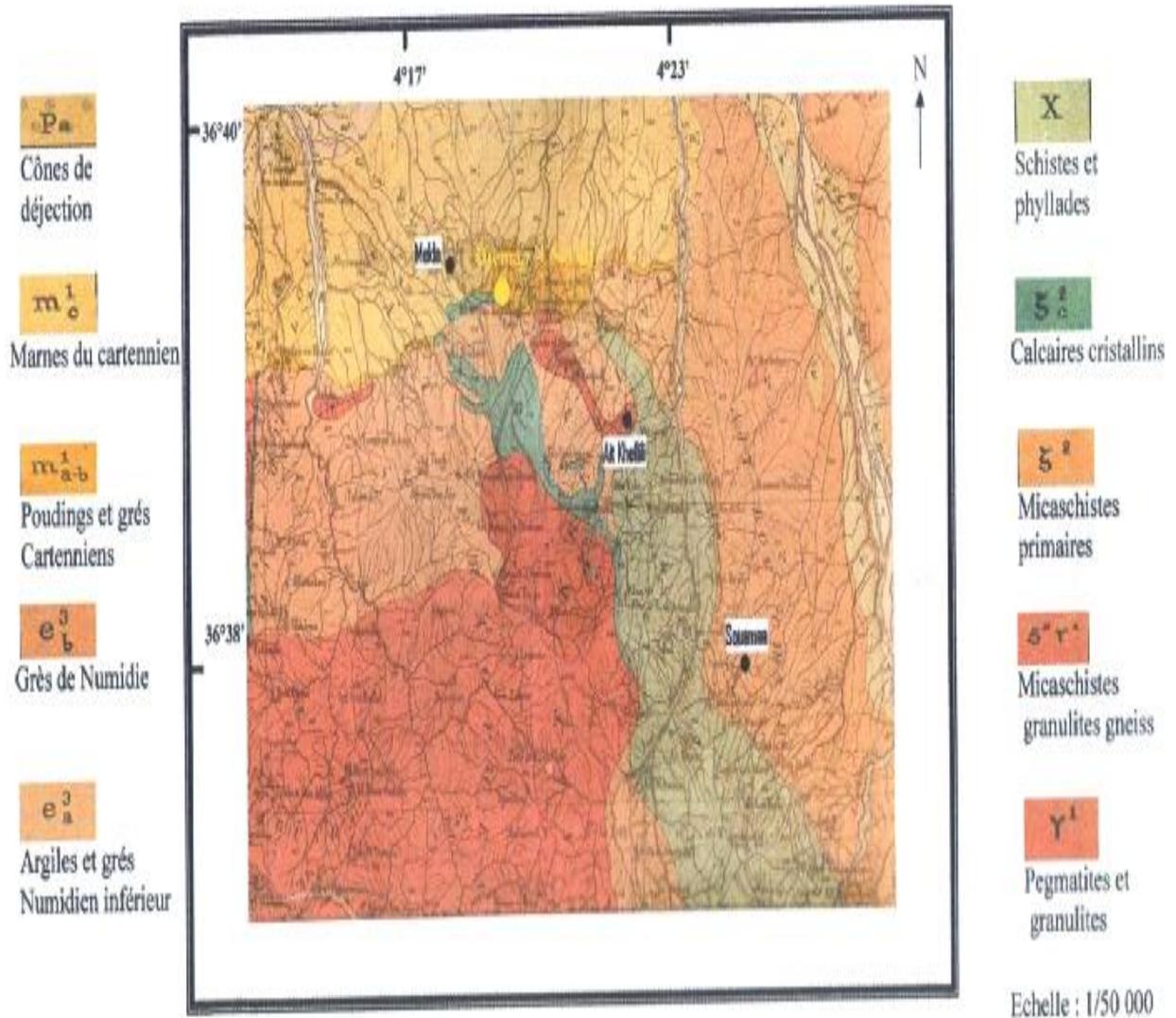
### I.8.Approche géologique :[1].

La parcelle de la carte géologique de Fort National N° 45 (Ficheur 1988), à l'échelle 1/50000 représentant la daïra de Mekla décrit les massif suivants

-Un massif cristallophyllien d'âge primaire paléozoïque qui comprend des schistes, des phyllades, des calcaires cristallins, des micaschistes granulites, des gneiss et des pegmatites.

-Des formations numidiennes constituées essentiellement de grès et d'agiles.

-Des formations quaternaires représentées par des alluvions anciennes de lit d'Oued, caractérisées par des terrasses caillouteuses et limoneuses, des cônes de déjections constitués du sable, limons roux à patine foncés voir **Fig I.3**.



**Fig I.3** : extrait de la carte géologique fort national à 1/50000représentant la daïra de Mekla

### CONCLUSION :

La présentation de la zone d'étude est une étape essentielle et nécessaire dans toute étude, car elle permet de bien localiser le site de l'étude et de comprendre les problèmes liés au terrain, ce qui va nous permettre de bien les analyser et de réagir dans ce sens, afin de garantir le meilleur remède possible.

# CHAPITRE III

## ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DE LA POPULATION

## II.1 .Introduction :

Avant le dimensionnement des ouvrages d'écoulement et d'accumulation pour la répartition des débits, on doit évaluer les diverses consommations actuelles et futures de cette agglomération ; il est évident que les besoins en eau augmentent avec le progrès industrielle, agricole, le confort et l'hygiène des habitants dont l'effectifs ne cessent eux même de croître.

## II.2.Evaluation démographique :

L'étude concernant l'estimation des besoins en eau reste liée au développement démographique et à l'élévation du niveau de vie. Donc l'estimation doit être faite en fonction de l'évaluation da population à différents horizons.

D'après les services de l'APC, L'évolution de la population actuelle est analysée à partir du recensement général de la population et de l'habitat (**R.G.P.H 2008**). La population totale actuelle de la zone d'étude est estimée à 21 893habitants en admettant un taux de croissance de 2% par ans de la population. [1].

En se limitant aux données fournies par le même service et on peut déterminer le nombre d'habitant à l'horizon 2018 et estimer leurs nombres aux horizons 2025-2035- 2045 à l'aide de la loi des intérêts composés qui tient compte du taux immigration, des naissances et du taux de mortalité :

$$P_N = P_0(1 + t)^n \quad (\text{II.1})$$

**Ou :**

$P_0$  : La population initiale

$P_N$  : La population à l'horizon d'étude

$t$  : Taux d'accroissement démographique égal à 2 %

$n$  : Nombre donné entre l'année de référence et l'horizon d'étude

TabII.1 : Evolution de la population pour les horizons considérés pour les localités.

N°	AGGLOMERATION	RGPH 2008	RGPH 2018	RGPH 2025	RGPH 2035	RGPH 2045
1	Chaib	1 130	1377	1582	1929	2351
2	Mekla (centre)	4 428	5398	6200	7558	9213
3	Djemaa Saharidj	6 566	8004	9194	11207	13662
4	Taliouine	703	857	984	1200	1463
5	Taurirt Aden	1 820	2219	2548	3107	3787
6	Tigrine	913	1113	1278	1558	1900
7	Ait Moussa et Ait Mansour	6333	7719	8867	10809	13177
<b>TOTAL</b>		<b>21 893</b>	<b>26 687</b>	<b>30 655</b>	<b>37 369</b>	<b>45 552</b>

### II.3. Estimation des besoins en eau de la population :

Les besoins en eau de la population sont évalués suivant une dotation journalière par habitant pour les différents horizons.

Sachant que notre région d'étude est à caractère rural et selon les normes en Algérie, une dotation de 150 l/j/hab. est préconisée à court et long terme.

**II.3.1. La dotation :** est défini comme étant la norme de consommation, c'est-à-dire la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ses différentes activités, cette norme est liée au niveau de vie de la population.

TabII.2 : Normes de consommation pour les différents équipements.

Equipements		Norme (l/j/unité)	Unité
Besoin domestique	POPULATION	150	Habitant
Scolaire	Primaires	15	Elève
	CEM		
	LEP		
	Cantines	1500	Surface
Besoins sanitaire	Centre de santé	300	Surface
	Maternité	500	Lit
	Polyclinique	500	Lit
	Salle de soin	200	Surface
Besoins administratifs	Daira	15	Employé
	APC		
	Bureau postal		
	Agences S.A.A		
	C.N.A.S		

Besoins administratifs	Antenne foncière	15	Employé
	Centrale téléphonique		
	Recette des impôts		
	Subdivisions :		
	Hydraulique		
	Agricole		
	S.L.E.P		
	S.U.C		
	S.T.P		
	Poste police		
	ADE		
	Guichet sonal gaz		
	Commissariat		
	Banque		
Inspection des impôts			
Besoins socio-culturels	Stade communal	5 000	Surface
Besoins socio-culturels	Salles omnisport	10 000	Surface
	Maison de jeune	2 000	
	Centre de formation	4 000	
	Crèche	1 500	
	Mosquée	10 000	
	Bibliothèque	1 000	
Besoins industriels	Huilerie	15000	Surface
	Minoterie	5000	
	Détergent	4000	
	Limonaderies	6000	
	Fabrication de gâteaux	5000	
	Pâte alimentaire	4500	
Besoins commerciaux	Restaurants	1500	Surface
	Boulangeries	1200	Surface
	Lavages graissages	1200	Surface
	Cafétérias	1500	Surface
	Station de service	1200	Surface
	Hôtel	200	Lit
	Dégraissage	1000	Surface
	Tuerie	4000	Surface
	Douches publiques	200	Poste
	Abattoir	7000	Surface

Besoins d'élevages	*Bétail		Tête
	-bovins	60	
	- ovins	5	
	-caprins	5	
	*Aviculture	0	
	-poulet de chair	1	
	- poulet pondeuse	1	

### II. 3.2. Consommation moyenne journalière :

C'est la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres installations pendant une journée, elle est exprimée par la relation suivante :

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

Avec :

$Q_{moy.j}$  : Débit moyen. j ( $m^3/j$ ).

$N_h$  : Nombre de consommation dans chaque groupe (habitant).

D : dotation  $m^3/j$

### II.4. Différente types de besoins :

Les différents types de besoins sont représentés dans les tableaux suivants :

Tab II.3 : Besoins domestiques pour les trois horizons (2018, 2025,2045).

N°	Village	Nombre d'habitants			Dotation (l/j/hab.)	Cons moy.j ( $m^3/j$ )			Cons moy.j (l/j)		
		2018	2025	2045		2018	2025	2045	2018	2025	2045
1	Chaib	1 377	1 582	1 377	150	206,62	237,34	352,65	2,39	2,75	4,08
2	Mekla (centre)	5 398	6 200	5 398		809,66	930,04	1 381,95	9,37	10,76	15,99
3	Djemaa Saharidj	8 004	9 194	8 004		1 200,59	1 379,10	2 049,30	13,9	15,96	23,72
4	Taliouine	857	984	857		128,54	147,66	219,45	1,49	1,71	2,54
5	Taourirt Aden	2 219	2 548	2 219		332,79	382,27	568,05	3,85	4,42	6,57
6	Tigrine	1 113	1 278	1 113		166,94	191,76	285	1,93	2,22	3,3
7	Ait Moussa et Ait Mansour	7719	8867	13177		1157,97	1330,16	1976,55	13,4	15,4	22,88
<b>TOTAL</b>		<b>26687</b>	<b>30655</b>	<b>45553</b>		<b>4 003,12</b>	<b>4598,32</b>	<b>6832,95</b>	<b>46,33</b>	<b>53,22</b>	<b>79,09</b>

**II.4.1. Les besoins scolaires :**

Les besoins scolaires de la région d'études sont représentés par (*Tab.II.4*) :

*Tab.II.4 : Les besoins scolaires.*

N°	Localités	Nombres d'établissements	Effectif d'élèves	Effectif personnel	Effectif total	Dotations (l/j/hab.)	Cons moy.j (m³/j)	Cons moy.j (l/s)
1	Chaib	(1) primaire	163	22	185	15	2,78	0,03
		(1) cantine				1500	1,5	0,02
2	Mekla centre	(2) primaires	456	195	1839	15	27,59	0,32
		(1) CEM	538					
		(1) LEP	650					
3	Djemaa Saharidj	(2) primaires	541	219	2180	15	32,7	0,38
		(2) CEM	850					
		(1) lycée	570					
4	Taourirt Aden	(1) primaire	213	26	239	15	3,59	0,04
		(1) cantine				1500	1,5	0,02
5	Tigrine	(1) primaire	73	11	84	15	1,26	0,01
7	Ait Moussa et Ait Mansour	(3) primaire	487	53	998	15	14,97	0,17
		(3) cantine						
		(1) C.E.M (1) cantine	398	60		1500	1,5	0,02
<b>Besoins totaux</b>			<b>4939</b>	<b>586</b>	<b>5525</b>		<b>99,38</b>	<b>1,15</b>

**II.4.2. Les besoins sanitaire :**

Les besoins sanitaire de la région d'études sont représentés par (*Tab.II.5*) :

*Tab II.5 : Les besoins sanitaire.*

N°	Villages	Etablissement	Nombre de lit	Dotations (l/j/hab.)	Cons.moy (m³/j)	(l/s)
5	Chaib	(1) polyclinique	10	500	9	0,104
		(1) maternité	8	500		
1	Mekla centre	(1) centre de santé		300	3,3	0,038
		(1) maternité	6	500		
2	Djemaa Saharidj	(1) polyclinique	7	500	6,5	0,075
		(1) maternité	6	500		
4	Taourirt Aden	(1) salle de soins		200	0,2	0,002
7	Ait Moussa	(1) salle de soins		200	0,2	0,002
<b>Besoins totaux</b>					<b>19,2</b>	<b>0,22</b>

## II.4.3. Les besoins municipaux :

Les besoins municipaux de la région d'études sont représentés par (Tab.II.6) :

Tab .II.6 : Les besoins municipaux.

Villages	Désignation	Unité	Dotation (l/j)	Cons.moy (m <sup>3</sup> /j)	Cons.moy (l/s)
Mekla Centre	(1) Daïra	60	15	0,90	0,010
	(1) APC	116		1,74	0,020
	(1) Bureau postal	12		0,18	0,002
	(1) Agences S.A. A	8		0,12	0,001
	(1)C.N.A.S	8		0,12	0,001
	(1) Antenne foncière	10		0,15	0,002
	(1) Centrale téléphonique	8		0,12	0,001
	(1) Recette des impôts	7		0,11	0,001
	Subdivisions :	39		0,59	0,007
	Hydraulique	0		0,00	0,000
	Agricole	0		0,00	0,000
	(1) Poste police	35		0,53	0,006
	(1) ADE	50		0,75	0,009
	(1) Guichet sonal gaz	10		0,15	0,002
	(1) Commissariat	20		0,30	0,003
	(1) Banque	15		0,23	0,003
(1) Inspection des impôts	6	0,09	0,001		
Djemaâ Saharidj	(1) Bureau postal	4	0,06	0,001	
Ait Mansour	(1) Antenne administrative	5	0,08	0,001	
	(1) Agence postale	4	0,06	0,001	
<b>Besoins totaux</b>				<b>6,255</b>	<b>0,072</b>

## II.4.4. Les besoins socioculturels :

Les besoins socioculturels de la région d'études sont représentés par (Tab.II.7) :

Tab.II.7 : Les besoins socioculturels.

N°	Villages	Désignation	Dotation	Debit (m <sup>3</sup> /j)	Debit(l/s)
1	Chaib	(1) Maison de jeune	2 000	2	0,02
		(1) Mosquée	10 000	10	0,12
2	Mekla centre	(1) Stade communal	5 000	5	0,06
		(2) Salles omnisport	10 000	20	0,23
		(1) Maison de jeune	2 000	2	0,02
		(1) Centre de formation	4 000	4	0,05
		(1) crèche	1 500	1,5	0,02
		(1) Mosquée	10 000	10	0,12
		(1) Bibliothèque	1 000	1	0,01
3	Djemaa Saharidj	(1) centre de formation	4 000	4	0,05
		(2) Mosquées	10 000	20	0,23
		(1) Maison de jeune	2 000	2	0,02
		(1) Salle de sport	10 000	10	0,12
4	Taliouine	(2) Mosquées	10 000	20	0,23
5	Taurirt Aden	(1) Mosquée	10 000	10	0,12
6	Tigrine	(1) Mosquée	10 000	10	0,12
7	Ait Moussa et Ait Mansour	(4) Mosquée	10 000	40	0,46
		(3) Salle de sport	10 000	30	0,34
<b>Total général</b>				<b>221,5</b>	<b>2,56</b>

II.4.5. Les besoins industriels :

Les besoins industriels de la région d'études sont représentés par (Tab.II.8) :

Tab II.8 : Les besoins industriels.

N°	Villages	Désignation	Dotation (l/j)	Cons.moy (m³/j)	Cons.moy (l/s)
1	Mekla centre	(1) huilerie	15000	15	0,17
		(1) Minoterie	5000	5	0,06
		(1) Détergent	4000	4	0,05
		(2) Limonaderies	6000	12	0,14
		(1) Fabrication de gâteaux	5000	5	0,06
		(2) Pâte alimentaire	4500	9	0,10
2	Djemaa Saharidj	(3) Huileries	15000	45	0,52
3	Taourirt Aden	(2) Huileries	15000	30	0,35
4	Taliouine	(1) Huilerie	15000	15	0,17
<b>Besoins totaux</b>				<b>140</b>	<b>1,62</b>

II.4.6. Les besoins commerciaux :

Les besoins commerciaux de la région d'études sont représentés par (Tab.II.8) :

Tab II.9 : Les besoins commerciaux.

N°	Villages	Désignation	Dotation (l/j/hab.)	Cons.moy (m³/j)	Cons.moy (l/s)
1	Chaib	(3) Stations de service	1200	3,6	0,04
		(2) Station de lavages	1200	2,4	0,03
		(3) Restaurants	1500	4,5	0,05
		(1) Boulangerie	1200	1,2	0,01
2	Mekla centre	(7) Restaurants	1500	10,5	0,12
		(4) Boulangeries	1200	4,8	0,06
		(2) Lavages graissages	1200	2,4	0,03
		(4) Cafétérias	1500	6	0,07
		(1) Station de service	1200	1,2	0,01
		(1) Hôtel (18lits)	200/lit	3,6	0,04
		(1) Dégraissage	1000	1	0,01
		(1) Tuerie	4000	4	0,05
		(2) Douches publiques (12 postes)	200 l/poste	4,8	0,06
		(1) Abattoir	7000	7	0,08

3	Djemaa Saharidj	(1) Station de lavage	1200	1,2	0,01
		(4) Boulangeries	1200	4,8	0,06
		(1) Douche public (10 postes)	200 l/poste	2	0,02
		(3) restaurants	1500	4,5	0,05
		(1) Salle de fête	1000	1	0,01
		(2) Cafeterias	1500	3	0,03
4	Taliouine	(1) Cafétéria	1500	1,5	0,02
5	Taurirt Aden	(1) Boulangerie	1200	1,2	0,01
7	Ait Moussa	(2) Boulangerie	1200	2,4	0,03
	Ait Mansour	(2) Station de service	1200	2,4	0,02
		(1) Boulangerie	1200	1,2	0,01
<b>Besoins totaux</b>				<b>82,2</b>	<b>0,95</b>

#### II.4.7. Les besoins d'élevages :

Les besoins d'élevages de la région d'études sont représentés par (Tab.II.10) :

TabII.10: Les besoins d'élevages.

N°	Villages	Types d'élevages	Nombre de tête	Dotation (l/j/tête)	Cons.moy (m³/j)	Cons.moy (l/s)
1	Chaib	*Bétail	0	0	0	0,571
		-bovins	401	60	24,06	
		-ovins	253	5	1,265	
		*Aviculture	0	0	0	
		- poulet pondeuse	1540	1	15,04	
		-poulet de chair	9000	1	9	
2	Mekla centre	-bovins	167	60	10,02	0,116
		-ovins	270	5	1,35	0,016
3	Djemaa Saharidj	*Bétail	0	0	0	0,774
		-bovins	933	60	55,98	
		- ovins	876	5	4,38	
		-caprins	20	5	0,1	
		*Aviculture	0	0	0	
		-poulet de chair	4000	1	4	
- poulet	2400	1	2,4			

4	Taliouine	*Bétail	0	0	0	0
		-bovins	12	60	0,72	0,008
		- caprins	34	5	0,17	0,002
5	Taourirt Aden	-bovins	217	60	13,02	0,213
		-ovins	175	5	0,875	
		-caprins	35	5	0,175	
		*Aviculture				
		- poulet pondeuses	2400	1	2,4	
6	Tigrine	*Bétail	0	0	0	0
		-bovins	12	60	0,72	0,008
		-caprins	5	5	0,2	0,002
7	Ait Moussa	*Bétail	0	0	0	0,087
		-bovins	73	60	4,38	
		-ovins	27	5	0,135	
		-Caprins	82	5	0,41	
		*Aviculture	0	0	0	
		- poulet poneuse	2650	1	2,65	
<b>Besoins totaux</b>					<b>155,45</b>	<b>1,7966</b>

**II.4.8. Récapitulatif des différents besoins :**

Les différents besoins de la région d'études sont représentés par (*Tab.II.11*) :

*Tab II.11 : Récapitulatif des différents besoins.*

N°	Agglomération	Besoins en eau en 2045 (m3/j)								
		besoin domestique	Les besoins scolaires	Les besoins sanitaire	Besoins municipaux	Besoins socio-culturels	besoins industriels	Besoins commerciaux	Les besoins d'élevages	Besoins totaux (m3/j)
1	Chaib	352,65	4,28	9			-	11,7	49,365	427
2	Mekla (centre)	1 381,95	30,59	3,3	6,06	43,5	50	45,3	11,37	1 572,07
3	Djemaa Saharidj	2 049,30	37,2	6,5	0,06	36	45	16,5	66,86	2 257,42
4	Taliouine	219,45	-	-	-	20	15	1,5	0,89	256,84
5	Taurirt Aden	568,05	5,09	0,2	-	10	30	1,2	18,47	633,01
6	Tigrine	285	1,26	-	-	10	-	-	0,92	297,18
7	Ait Moussa et Ait Mansour	1976,55	20,98	0,2	0,14	95	-	4,8	8,78	2104,65
<b>Besoins totaux (m3/j)</b>		<b>6 832,95</b>	<b>99,4</b>	<b>19,2</b>	<b>6,26</b>	<b>211,5</b>	<b>140</b>	<b>82,2</b>	<b>156,705</b>	<b>7 548,22</b>

## II.5. Majoration de la consommation moyenne journalière :

Pour éviter toute insuffisance dans la distribution journalière, on effectue une majoration de 20 % sur la consommation moyenne journalière à fin de compenser les fuites qui sont en fonction du type de la conduite, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien. La consommation moyenne journalière majorée est représentée dans le tableau (II.13) suivant:

*Tab II.12 : consommation moyenne journalière majorée.*

N°	Agglomération	BESOINS TOTAL(m <sup>3</sup> /j)	Perte (20%) (m <sup>3</sup> /j)	Q moyen majoré (m <sup>3</sup> /j)
1	Chaib	427	85,399	512,39
2	Mekla (centre)	1 572,07	314,414	1 886,48
3	Djemaa Saharidj	2 257,42	451,484	2 708,90
4	Taliouine	256,84	51,368	308,21
5	Taourirt Aden	633,01	126,602	759,61
6	Tigrine	297,18	59,436	356,62
7	Ait Moussa et Ait Mansour	2104,65	420,93	2525,57
<b>TOTAL</b>		<b>7 548,22</b>	<b>1509,643</b>	<b>9 057,86</b>

## II.6. Etude de la variation des débits :

En général dans un réseau d'AEP, il y a toujours augmentation et diminution de la consommation ; ces variations s'étalent sur l'heure, la journée .....et l'année.

Pour tenir compte de cette aspect important, on affecte au débit moyen journalier, les coefficients d'irrégularité permettant d'évaluer la consommation minimale et maximal, a fin de dimensionner le réseau d'adduction

## II.7.Variation de la consommation journalière :

### II.7.1. Variation de la 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 moyenne journalière de 10% à 30%. Elle est donnée par la formule suivante :  $Q_{max.j} = K_{max.j} \times Q_{moy.j}$  (II.3)

**Avec :**

$K_{max.j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière maximale qui tient compte de l'augmentation de la consommation individuelle, du gaspillage et d'éventuelles fuites dans le réseau.

Il est compris entre 1,1 et 1,3 ; nous optant donc pour :  $K_{max.j} = 1,2$

### II.7.2. Variation de la consommation minimale journalière ( $Q_{min.j}$ ) :

Elle est représentée par la formule suivante :

$$Q_{min.j} = K_{min.j} \times Q_{moy.j} \text{ (II.4)}$$

Avec :

$K_{min.j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation.

Il est compris entre 0,7 et 0,9 dans notre cas nous avons choisi  $K_{min.j} = 0,8$

**TabII.13.** Débits maximaux et minimaux journaliers.

N°	Agglomération	Q moyen majoré (m3/j)	Qmax j (m3/j)	Qmin j (m3/j)
1	Chaib	512,394	614,87	122,97
2	Mekla (centre)	1886,484	2263,79	452,76
3	Djemaa Saharidj	2708,904	3250,68	650,14
4	Taliouine	308,208	369,85	73,97
5	Taourirt Aden	759,612	911,53	182,31
6	Tigrine	356,616	427,94	85,58
7	Ait Moussa et Ait Mansour	2525,58	3030,69	606,13
<b>TOTAL</b>		9 057,80	10869,35	2173,88

## II.8. Consommation maximale horaire

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement. Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients, qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir:

- Un coefficient  $\alpha$  max tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient  $\beta$  max étroitement lié à l'accroissement de la population (annexe 1) et (annexe 2). Et On peut donc écrire :  $K_{max, h} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$  (I.5)

**Tab I.14 :** coefficient de la variation de la consommation horaire des deux communes

N°	Agglomération	Population 2045	$\alpha_{max}$	Bmax	Kmax.h Calculé	Kmax.h
1	Mekla	9 213	1,3	1,33	1,73	1,7
2	Djemaa Saharidj	13 662	1,3	1,28	1,66	1,7
3	Taourirt Aden	3 787	1,3	1,51	1,96	2
4	Chaib	2 351	1,3	1,63	2,12	2
5	Tigrine	1 900	1,3	1,72	2,24	2
6	Ait Moussa et Ait Mansour	13177	1,3	1,81	2,35	1,7
7	Taliouine	1 463	1,3	1,82	2,37	2,5

### II.8.1. Confortation ressources-besoins :

Le tableau suivant représente les besoins en eau et les ressources en eau disponibles, nous permettent d'établir le bilan suivant :

**Table II.15.** Valeurs du déficit en eau à long terme.

	RESSOURCES EXISTANTS	[m3/JOUR]
Ressources mobilisées	Oued Sébaou	462,92
	Barrage Taksebt	2382,07
	Oued Rabta	538,36
Débit Total des ressources		3383,35
Besoins		10869,36
<b>Déficits</b>		<b>-7486,01</b>

### Conclusion :

On peut conclure à travers ce chapitre, que l'estimation des différents besoins en eau, nous ont permis de calculer les différents débits nécessaires pour le dimensionnement des ouvrages de transport, de stockage et de distribution.

# CHAPITRE III

## *DIMENSIONNEMENT DES RÉSERVOIRS*

### **III.1.Introduction :**

Dans ce présent chapitre, nous allons traiter l'une des importantes infrastructures dans un système d'adduction, en l'occurrence le réservoir qui est un ouvrage aménagé pour stockée et régulé les eaux destinées à la consommation publique.

### **III .2.Fonctionnement des réservoirs :**

Ils ont deux rôles complémentaires :

#### **III .2.1. Fonctionnement techniques :**

- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...);
- Régularité des pressions dans le réseau ;
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un régime constant ;

#### **III .2.2. Fonctionnement économiques :**

Le réservoir permet de :

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production ;
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution ;
- Réduction des dépenses d'énergétique.

### **III. 3.Classification des réservoirs :[2].**

D'après la nature des matériaux, on distingue :

- Les réservoirs métalliques
- les réservoirs en maçonnerie
- les réservoirs en béton armé ou précontraint

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

- Enterrés
- Semi-enterrés
- Surélevés

Enfin aussi les réservoirs par leurs formes :

- Circulaires
- cylindrique
- Rectangulaires

### III.4.Caractéristiques principaux d'un réservoir :

#### III.4.1.Emplacement d'un réservoir : [3].

Le choix d'emplacement d'un réservoir doit permettre d'assurer aux usagers une pression suffisante au moment des débits de point.

Pour de multiple raisons, il y a tout intérêt, au stricte point de vue de la distribution, à ce que le réservoir se situe aussi près que possible du centre de gravité de la consommation qu'il à assurer et que l'altitude de son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

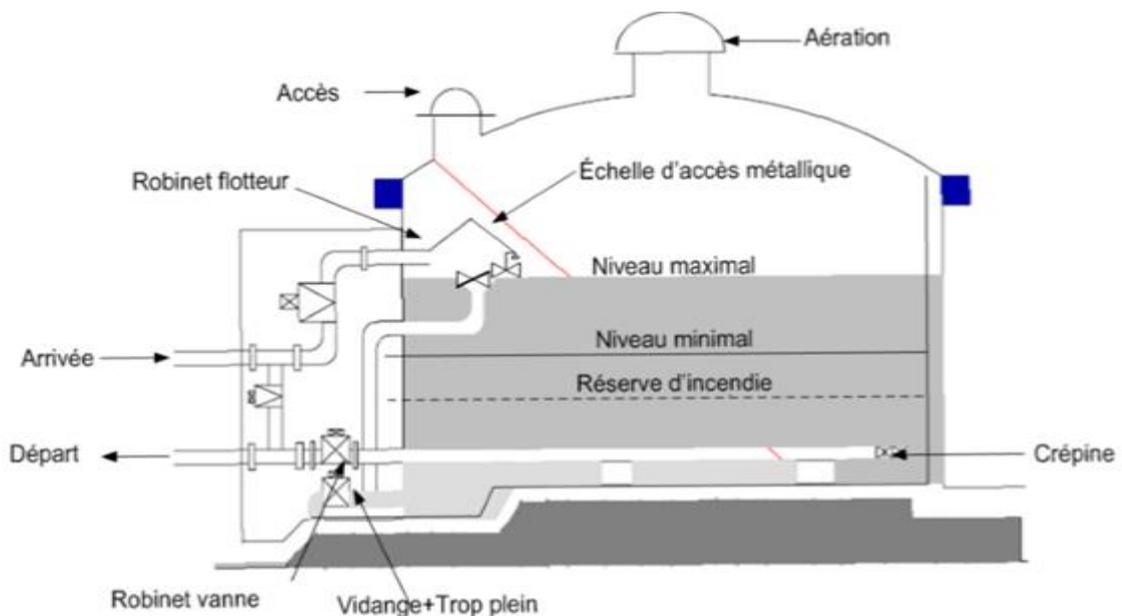
En effet plusieurs facteurs interviennent dans le choix de site et déterminé les questions fonciers, l'aspect économique et le conditionnement topographique.

#### III.4.2.Choix de type de réservoir :

De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :

- Conditions topographiques de la région à desservir,
- condition hydrauliques de la distribution : volume de réservoir, pression à assurer,
- Type de décideurs : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitant,
- Les facteurs économiques,
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
- Les possibilités d'adaptation au réseau,

Vu le relief du terrain et les emplacements disponibles, nous optons pour des réservoirs circulaires semi enterrés pour les raisons énumérées *Fig. III.1:*



*Fig. III.1: Schéma général d'un réservoir semi enterré.*

III.5. Equipement du réservoir : [2].

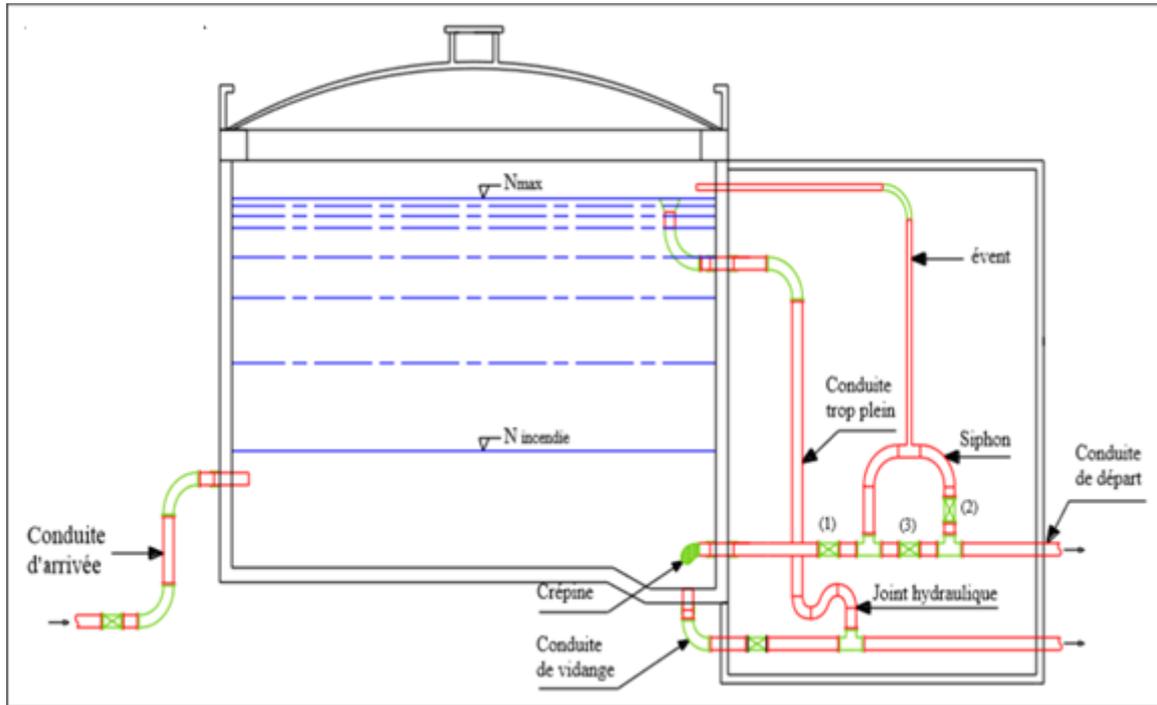


Fig III.2 : montre les différents équipements d'un réservoir

III.5.1. Conduite de trop plein : [4]

Elle permet d'assurer l'évacuation de débit d'adduction excédentaire lorsque le niveau de l'eau atteint sa limite maximale dans le réservoir lors de la défaillance du système d'arrêt des pompes et de la vanne flotteur.

Le trop plein est conçu dimensionner afin d'assurer efficacement l'évacuation de l'eau dans un temps raisonnable, et on prévoit un siphon qui va empêcher l'introduction des corps étrangers pour éviter une éventuelle pollution..

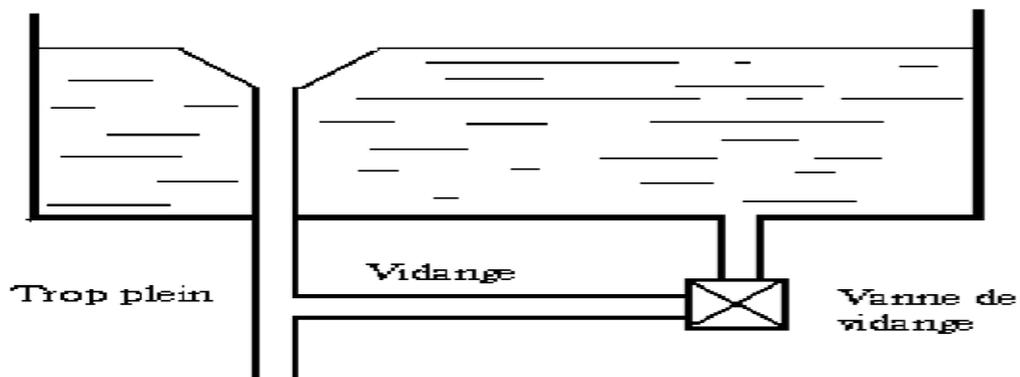


Fig. III.3 : trop-plein et vidange réserve d'incendie

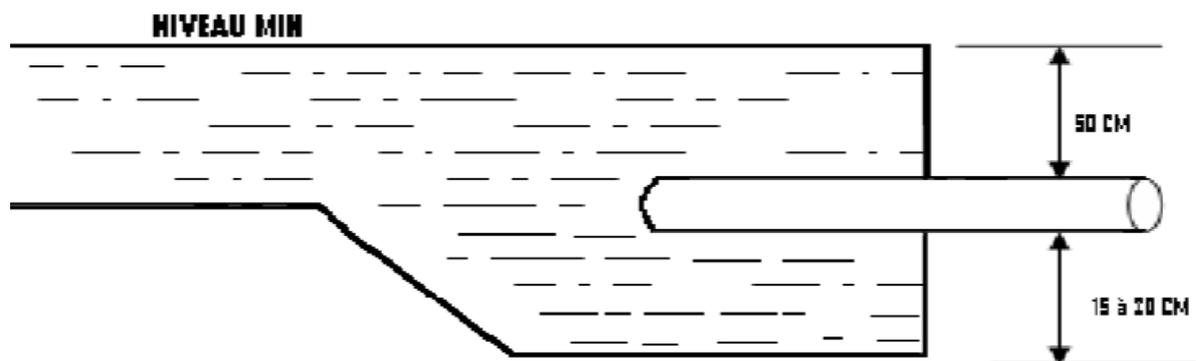
### III.5.2. Conduite d'adduction ou d'arrivée :[4]

L'arrivée de l'eau dans un réservoir peut être placée soit au fond du réservoir, soit à la partie supérieure ou même déverser au-dessus de la surface libre dans celui-ci. La conduite est munie d'un flotteur à son arrivée, afin d'arrêter la pompe dans le cas d'adduction par refoulement ou il ferme le robinet dans le cas d'adduction gravitaire.

### III.5.3. Conduite de distribution ou de départ :[4].

L'orifice de départ de la conduite de distribution est placée entre (0,15 à 0,20 m) au-dessus de radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée afin d'éviter l'introduction de boue ou de sable qu'éventuellement pourraient se décantés dans la cuve et facilité le brassage de l'eau. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour empêcher la pénétration d'air dans la conduite (phénomène de vortex), en cas d'abaissement du plan d'eau on réservera un minimum de 0,5m au-dessus de la génératrice supérieur de la conduite.

Cette conduite est équipée d'une vanne à sur vitesse ou robinet vanne automatique, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.



*Fig III.4 : Départ de conduite de distribution*

### III.5.4. Conduite de vidange :[4].

Elle est placée au plus bas point du radier afin d'évacuer les dépôts, elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidage pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

La conduite de vidange fonctionne lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage de réservoir.

Elle est généralement raccordée à la conduite de trop plein ; Elle est Représenter dans la Fig III.5.

### III.5.5. Conduite by- passe : [3]

Ce dispositif relie l'adduction à la distribution. Il ne fonction qu'au moment du nettoyage ou de réparation du réservoir. - En temps normal 1 et 3 sont ouvertes et la 2 est fermée. - En by-pass on ferme 1 et 3 et on ouvre 2, (Fig .III.05).

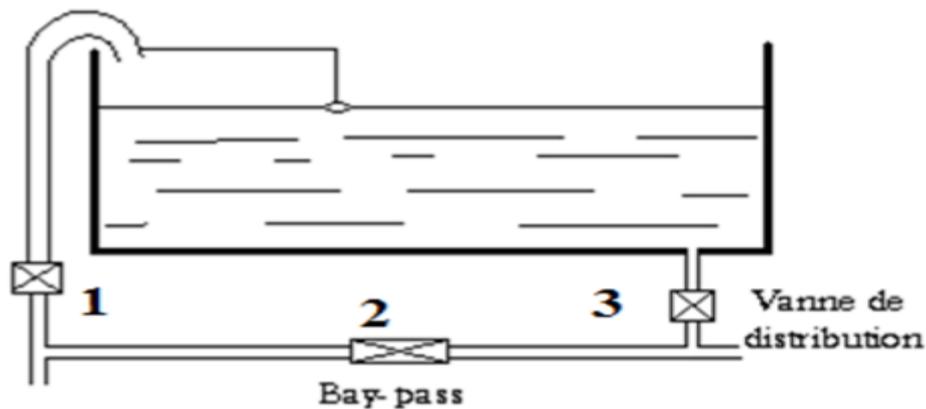


Fig .III.5 : By-pass

### III.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie:

Pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution en prévoit :

- Le système à deux prises. En temps normal :

1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée

- Le système à siphon
- En service normal 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée.

En cas d'incendie on ouvre la conduite 2. Le robinet vanne 3 normalement ouvert et prévu pour réparer 1 ou 2. dans le système à deux prises, la réserve d'incendie constitue une tranche d'eau morte, on optera alors pour le 2ème système car l'eau ne stagne pas au fond du réservoir, Fig .III. 6

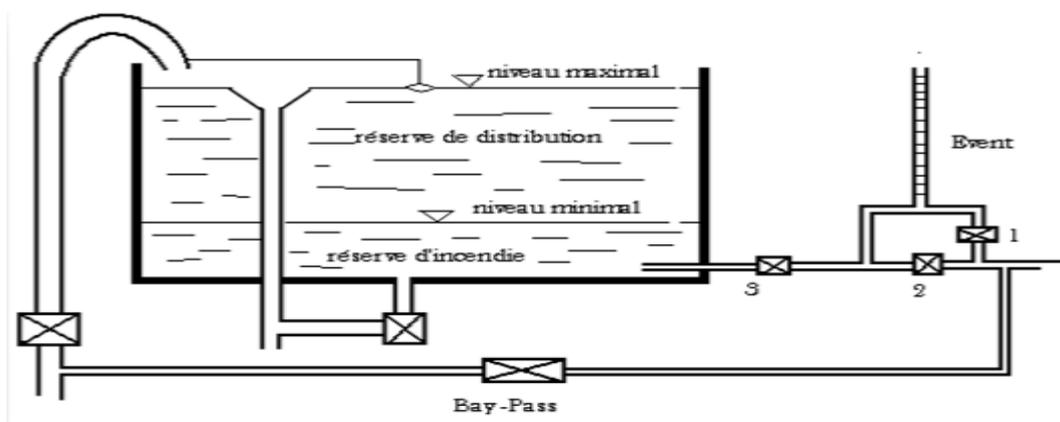


Fig III.06 : Matérialisation

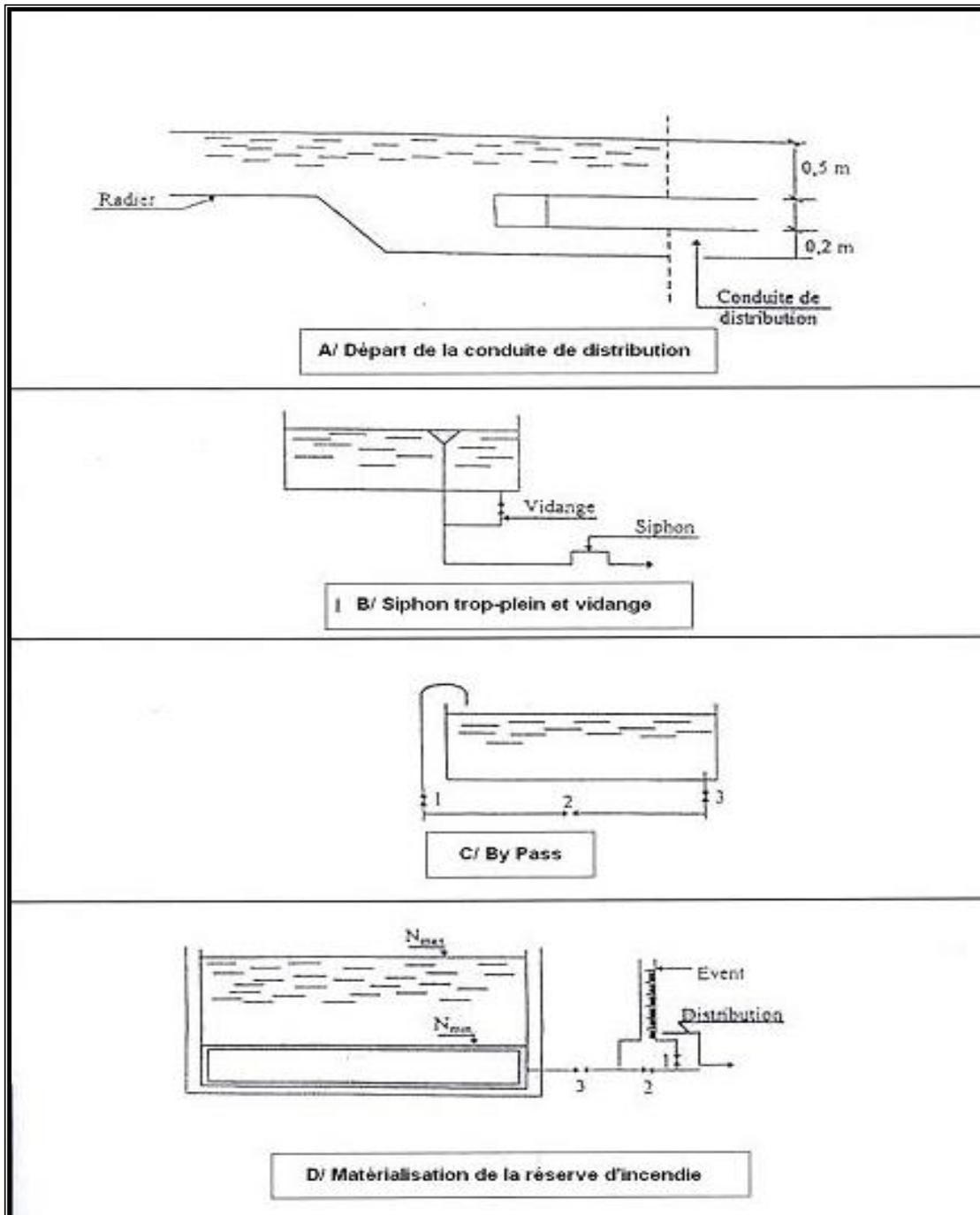


Fig .III.07. : équipement hydraulique d'un réservoir.

### III.6. Calcul de la capacité des réservoirs : [5]

Pour calculer la capacité d'un réservoir, on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande de consommation à l'aval.

Le calcul de la capacité du réservoir peut se faire suivant deux méthodes :

- Méthode analytique
- Méthode graphique

#### III.6.1. Méthode analytique :

La capacité du réservoir est déterminée à partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant, on calculera le résidu pour chaque heure, la somme entre la valeur maximale et la valeur absolue sera le pourcentage du volume de stockage.

La répartition des débits d'apport se fait sur 24h dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20h dans le cas d'une adduction par refoulement, cela pour avoir un temps nécessaire pour la répartition des pannes éventuelles et d'entretien au niveau de la station de pompage, et en tenant compte des heures de pointes arrêtées par la tarification de la Sonelgaz ou le prix d'énergie est élevé.

Le volume maximal de stockage du réservoir pour la consommation est déterminé par la formule suivante :

$$V_{max} = \frac{P(\%)*Q_{max.j}}{100} \quad (III.1)$$

Avec :

- $V_{max}$  : Volume maximal de stockage pour la consommation (m<sup>3</sup>)
- $Q_{max.j}$  : Consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j)
- $P\%$  : Résidu maximal dans le réservoir en % Sa valeur est donnée comme suit :

$$P_{max}(\%) = |R^+| + |R^-| \quad (III.2)$$

Où :

- $R^+$  Valeur maximale du résidu dans le réservoir (%) ;
- $R^-$  : Valeur minimale du résidu dans le réservoir (%).

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est prise égale à 120 m<sup>3</sup> : c'est le volume nécessaire pour éteindre un incendie de 2 heures à raison de 60 m<sup>3</sup>/h. le volume total du réservoir sera donné comme suit :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (III.3)$$

Avec :

- $V_t$  : Volume total du réservoir en m<sup>3</sup> ;
- $V_{inc}$  : Volume d'incendie en m<sup>3</sup>.

### III.6.2. Détermination de valeur du résidu:

• Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire  $K_{max h}$  pour chacune des zones à desservir. Le tableau de distribution du débit journalier (annexe (2)) nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 heures.

- Le débit de pompage est réparti sur 20 heures tout le long de la journée.
- On fait la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation ; cette différence est reportée dans une colonne des surplus et des déficits selon son signe.
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure ; la valeur maximale trouvée  $P\%$  max sera le pourcentage du volume de stockage.

### III.6.3. Dimensionnement des réservoirs :

Après avoir déterminé la capacité des réservoirs, on calcule leurs dimensions à l'aide de la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times h}} (m) \quad (III.4)$$

Avec :

- D : Diamètre du réservoir (m)
- V : Volume du réservoir
- H : C'est la hauteur de l'eau dans le réservoir.

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

$$H_{inc} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2} \quad (III.5)$$

Avec :

- $H_{inc}$  : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m)
- $V_{inc}$  : Le volume de la réserve d'incendie pris à  $120 m^3$

### III.6.4. Dimensionnement des stations de reprises

Les stations de reprises jouent le rôle de transit, leur dimensionnement sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. Pour les stations de reprise d'une forme circulaire, le temps de stockage sera d'un quart d'heure (1/4 heure). Alors le volume est donné par la formule suivante [6]:

$$V_{sr} = Q_{max j} \times t \quad (II.6)$$

Avec :

$V_{sr}$  : Volume de la station de reprise ( $m^3$ ).

$Q_{max j}$  : Débit entrant dans la station ( $m^3/s$ ).

t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (s).

### III.7. Calcul des capacités des réservoirs :

#### III.7.1. Dimensionnement du réservoir Chaib (R1) :

Ce réservoir est alimenté par refoulement par deux forages (Oued Rabta, Oued Sébaou) et à travers un piquage sur conduit (Taksebt vers Fréha et Azazgapar), il assure une adduction vers le réservoir de Mekla (R2) par refoulement et la distribution du village de Chaib.

On a  $K_{max} = 2$  (annexe 2). Avec un débit maximal journalier  $Q_{max,j} = 614,87 \text{ m}^3/\text{j}$ . Le calcul du résiduel dans le réservoir de Chaib est représenté dans (Table. II.1.)

**Tab. III.1 :** Evaluation du volume résiduel du réservoir Chaib(R1).

Heures	Apports		Sortie		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	forage (%)	piquage (%)	Refoulement (%)	distribution (%)			
0-1	0,46	4,54	4,72	0,04	0,24	-	0,24
1-2	0,46	4,54	4,72	0,04	0,24	-	0,48
2-3	0,46	4,54	4,72	0,06	0,22	-	0,70
3-4	0,46	4,54	4,72	0,06	0,22	-	0,92
4-5	0,46	4,54	4,72	0,17	0,11	-	1,04
5-6	0,46	4,54	4,72	0,31	-	-0,03	1,01
6-7	0,46	4,54	4,72	0,31	-	-0,03	0,98
7-8	0,46	4,54	4,72	0,31	-	-0,03	0,95
8-9	0,46	4,54	4,72	0,20	0,08	-	1,04
9-10	0,46	4,54	4,72	0,20	0,08	-	1,12
10-11	0,46	4,54	4,72	0,34	-	-0,06	1,06
11-12	0,46	4,54	4,72	0,48	-	-0,20	0,87
12-13	0,46	4,54	4,72	0,48	-	-0,20	0,67
13-14	0,46	4,54	4,72	0,34	-	-0,06	0,62
14-15	0,46	4,54	4,72	0,28	0,00	0,00	0,62
15-16	0,46	4,54	4,72	0,28	0,00	0,00	0,62
16-17	0,46	4,54	4,72	0,20	0,08	-	0,70
17-18	0,46	4,54	4,72	0,20	0,08	-	0,78
18-19	-	-	-	0,34	-	-0,34	0,45
19-20	-	-	-	0,34	-	-0,34	0,11
20-21	-	-	-	0,34	-	-0,34	-0,22
21-22	-	-	-	0,17	-	-0,17	-0,39
22-23	0,46	4,54	4,72	0,11	0,17	-	-0,22
23-24	0,46	4,54	4,72	0,06	0,22	-	0,00
<b>Total</b>	9,20	90,80	94,40	5,60	1,76	-1,76	-

**Volume du réservoir :**

*Tab III.2 : calcule volume résiduel du réservoir Chaib (R1).*

P%	V max (m3)	Vtotal (m3)
1,51%	164,13	284,13

**Conclusion** On choisira un volume standard de  $300m^3$ , vu que le réservoir Chaib a une capacité de  $400m^3$ , donc ça sera suffisant.

**III.7.2.Dimensionnement du réservoir Mekla (R2) :**

Le réservoir de mekla (R2) est alimenté par refoulement à partir du réservoir de chaib (R1), ce dernier assure une distribution en eau du village mekla

On a  $K_{max} = 1.7$ . Avec un débit maximal journalier  $Q_{max.j} = 2263,79m^3/j$ . Le calcul de résidu du réservoir de chaib (R1) est représenté dans (Table. II.3).

*Tab .III.3 : Evaluation du volume de résidu du réservoir mekla (R2).*

Heures	Apports	Sortie			Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
		Ref DJ	Ref SR	Distribution			
0-1	5	3,06	0,83	0,22	0,89	-	0,89
1-2	5	3,06	0,83	0,22	0,89	-	1,78
2-3	5	3,06	0,83	0,22	0,89	-	2,67
3-4	5	3,06	0,83	0,22	0,89	-	3,55
4-5	5	3,06	0,83	0,44	0,67	-	4,22
5-6	5	3,06	0,83	0,67	0,44	-	4,66
6-7	5	3,06	0,83	1,11	0,00	-	4,66
7-8	5	3,06	0,83	1,44	-	-0,33	4,33
8-9	5	3,06	0,83	1,44	-	-0,33	4,00
9-10	5	3,06	0,83	1,22	-	-0,11	3,89
10-11	5	3,06	0,83	1,00	0,11	-	4,00
11-12	5	3,06	0,83	1,22	-	-0,11	3,89
12-13	5	3,06	0,83	1,55	-	-0,44	3,44
13-14	5	3,06	0,83	1,55	-	-0,44	3,00
14-15	5	3,06	0,83	1,22	-	-0,11	2,89
15-16	5	3,06	0,83	1,00	0,11	-	3,00
16-17	5	3,06	0,83	1,11	0,00	-	3,00
17-18	5	3,06	0,83	1,44	-	-0,33	2,67
18-19	-	-	-	1,44	-	-1,4	1,22
19-20	-	-	-	1,11	-	-1,11	0,11
20-21	-	-	-	1,00	-	-1,00	-0,89
21-22	-	-	-	0,67	-	-0,67	-1,55
22-23	5	3,06	0,83	0,44	0,67	-	-0,89
23-24	5	3,06	0,83	0,22	0,89	-	0,00
<b>Total</b>	100	61,2	16,6	22,2	6,44	-6,44	-

**Volume du réservoir :**

*Tab III.4 : calcul de volume de résidu du réservoir mekla (R2).*

P%	V max (m3)	Vtotal (m3)
6,21	636,87	756,87

Vu les résultats obtenues On choisira un volume standard de 800 m<sup>3</sup>, vu que le réservoir Mekla a une capacité de 500 m<sup>3</sup>, donc ça ne sera pas suffisant, Donc le volume du réservoir projeté sera projeté de 300 m<sup>3</sup>

➤ **Pour le réservoir d'eau projeter de Mekla (RP1) :**

*Tab. III.5 : calculs des caractéristiques de réservoir projeter de Mekla(RP1)*

D (m)	H inc (m)	Hd (m)
9,77	1,25	2,75

**III.7.3. Dimensionnement du réservoir Djemaâ Saâridj (R3) :**

Le réservoir Djemaâ Saâridj (R3) est alimenté par refoulement à partir du réservoir de mekla (R2) , il assure une adduction gravitaire vers le réservoir de transit (R4) et aussi il assure la distribution du village de Djemaâ Saâridj

On a Kmax = 1.7. Avec un débit maximal journalier Qmax.j =3250.87m3/j. Le calcul de résidu du réservoir de Djemaâ Saâridj (R3) est représenté dans (Table .II.6).

*Tab . III.6 : Evaluation du volume de résidu du réservoir Djemaâ Saâridj (R3) .*

Heures	Apports %	Sortie		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
		Ref	Distribution			
0-1	5	2,01	0,52	2,47	-	2,47
1-2	5	2,01	0,52	2,47	-	4,94
2-3	5	2,01	0,52	2,47	-	7,41
3-4	5	2,01	0,52	2,47	-	9,89
4-5	5	2,01	1,04	1,95	-	11,84
5-6	5	2,01	1,55	1,44	-	13,28
6-7	5	2,01	2,59	0,40	-	13,68
7-8	5	2,01	3,36	-	-0,37	13,31
8-9	5	2,01	3,36	-	-0,37	12,93
9-10	5	2,01	2,85	0,14	-	13,08
10-11	5	2,01	2,33	0,66	-	13,74
11-12	5	2,01	2,85	0,14	-	13,88
12-13	5	2,01	3,62	-	-0,63	13,25
13-14	5	2,01	3,62	-	-0,63	12,61
14-15	5	2,01	2,85	0,14	-	12,76
15-16	5	2,01	2,33	0,66	-	13,42
16-17	5	2,01	2,59	0,40	-	13,82
17-18	5	2,01	3,36	-	-0,37	13,44
18-19	0	2,01	3,36	-	-5,37	8,07
19-20	0	2,01	2,59	-	-4,60	3,47
20-21	0	2,01	2,33	-	-4,34	-0,87
21-22	0	2,01	1,55	-	-3,56	-4,43
22-23	5	2,01	1,04	1,95	-	-2,47
23-24	5	2,01	0,52	2,47	-	0,00
Total	100	48,24	51,76	20,26	-20,26	-

Tab.III.7 : calcule du volume de résidu du réservoir Djemaâ Saâridj (R3).

P%	V max (m3)	Vtotal (m3)
18,31	595,2	715,2

Vu les résultats obtenus On choisira un volume standard de 750m<sup>3</sup>, vu que le réservoir Djemaâ Saâridj à une capacité de 1000m<sup>3</sup>, donc ça sera suffisant.

**III.7.4. Dimensionnement du réservoir transit (R4) :**

Le réservoir de transit (R4) est alimenté par refoulement à partir du réservoir Djemaâ Saâridj (R3), il assure une adduction par refoulement vers les réservoirs Ait Mansour et Ait Moussa (R5). Le calcul du résidu dans le réservoir de transit (R4) il est représenté dans (table II.9).

Tab III.8: Evaluation du volume de résidu dans le réservoir de transit (R4).

Heures	Apports %	Ref %	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	5	-0,84	-	-0,84
1-2	4,16	5	-0,84	-	-1,68
2-3	4,16	5	-0,84	-	-2,52
3-4	4,16	5	-0,84	-	-3,36
4-5	4,16	5	-0,84	-	-4,2
5-6	4,16	5	-0,84	-	-5,04
6-7	4,16	5	-0,84	-	-5,88
7-8	4,17	5	-0,83	-	-6,71
8-9	4,16	5	-0,84	-	-7,55
9-10	4,17	5	-0,83	-	-0,838
10-11	4,17	5	-0,83	-	-9,21
11-12	4,17	5	-0,83	-	-10,04
12-13	4,17	5	-0,83	-	-10,87
13-14	4,17	5	-0,83	-	-11,70
14-15	4,17	5	-0,83	-	-12,53
15-16	4,17	5	-0,83	-	-13,36
16-17	4,17	5	-0,83	-	-14,19
17-18	4,17	5	-0,83	-	-15,02
18-19	4,17	-	-	4,17	-10,85
19-20	4,17	-	-	4,17	-6,68
20-21	4,17	-	-	4,17	-2,51
21-22	4,17	-	-	4,17	1,66
22-23	4,17	5	-0,83	-	0,83
23-24	4,17	5	-0,83	-	0,00
Total	100	100	-16,68	16,68	-

Volume du réservoir :

Tab III.9 : calcule volume de résidu du réservoir de transit (R4).

P%	V max (m3)	Vtotal (m3)
16,68	505,52	625,52

Vu les résultats obtenus On choisira un volume standard de 650m<sup>3</sup>, vu que le réservoir transitoire a une capacité de 700 m<sup>3</sup>, donc ça sera suffisant.

### III.7.5.Dimensionnement du réservoir Ait Mansour et Ait Moussa (R5):

Le réservoir R5 destiné à alimenter les localités Ait Mansour et Ait Moussa reçoit l'eau par refoulement provenant du réservoir de transit (R4), il assure une distribution vers les réservoirs des zones avoisinantes. Le calcul du résidu d'eaux dans le réservoir Ait Mansour et Ait Moussa (R5) est représenté (tableII.10).

Tab. III.10 : Evaluation du volume de résidu du réservoir Ait Mansour et Ait Moussa (R5).

Heures	Apports (%)	Sortie				Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
		Zone						
0-1	5	2,65	0,07	0,04	0,13	2,11	-	2,11
1-2	5	2,65	0,07	0,04	0,13	2,11	-	4,22
2-3	5	2,65	0,14	0,09	0,17	1,95	-	6,16
3-4	5	2,65	0,23	0,14	0,17	1,80	-	7,96
4-5	5	2,65	0,41	0,25	0,52	1,16	-	9,13
5-6	5	2,65	0,41	0,25	0,96	0,73	-	9,85
6-7	5	2,65	0,53	0,32	0,96	0,54	-	10,39
7-8	5	2,65	1,20	0,73	0,96		-0,54	9,85
8-9	5	2,65	1,03	0,63	0,61	0,07	-	9,93
9-10	5	2,65	0,76	0,47	0,61	0,51	-	10,44
10-11	5	2,65	0,48	0,29	1,05	0,53	-	10,97
11-12	5	2,65	0,48	0,29	1,48	0,09	-	11,06
12-13	5	2,65	0,41	0,25	1,48	0,21	-	11,26
13-14	5	2,65	0,41	0,25	1,05	0,64	-	11,91
14-15	5	2,65	0,55	0,34	0,87	0,59	-	12,50
15-16	5	2,65	0,73	0,45	0,87	0,30	-	12,80
16-17	5	2,65	1,22	0,75	0,61	-	-0,23	12,57
17-18	5	2,65	1,10	0,68	0,61	-	-0,04	12,53
18-19	0	2,65	0,86	0,53	1,05	-	-5,09	7,44
19-20	0	2,65	0,19	0,13	1,05	-	-4,01	3,43
20-21	0	2,65	0,19	0,13	1,05	-	-4,01	-0,58
21-22	0	2,65	0,12	0,08	0,52	-	-3,37	-3,95
22-23	5	2,65	0,07	0,04	0,35	1,89	-	-2,06
23-24	5	2,65	0,07	0,04	0,17	2,06	-	0,00
Total	100	63,60	11,74	7,23	17,43	17,29	-17,29	-

Volume du réservoir :

Tab III.11 : calcule volume de résidu du réservoir Ait Mansour et Ait Moussa R5.

P%	V max (m3)	Vtotal (m3)
16,75	507,63	627,64

Vu les résultats obtenus On choisira un volume standard de  $650m^3$ , vu que le réservoir Ait Mansour et Ait Moussa une capacité de  $500m^3$ , donc ça ne sera pas suffisant. Donc le volume du réservoir projeté sera projeté de  $150m^3$

**Pour le réservoir projeté du réservoir Ait Mansour et Ait Moussa (RP2) :**

*Tab III.12 : calcules les caractéristiques de réservoir projeté Ait Mansour et Ait Moussa (RP2)*

D (m)	H inc (m)	Hd (m)
<b>6,91</b>	<b>3,2</b>	<b>0,8</b>

**II.7.5.1. Dimensionnement de la station de reprise SR4 :**

VSR4=0.02× 900 = 20 m3 , 0.02 :débit ;900 :temps de remplissage

**III.7.6.Dimensionnement du réservoir projeté RP3 :**

Le réservoir projeté (RP3) est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise (SR4), il assuré une distribution vers réservoir Taliouine (R6) . Le de calcul résidu du réservoir d'eau projeté (RP3) est représenté dans le (tableII.13).

*Tab III.13 : Evaluation du volume de résidu du réservoir d'eau projeté (RP3).*

Heures	Apports %	Ref %	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	4,16	0,84	-	0,84
1-2	5	4,16	0,84	-	1,68
2-3	5	4,16	0,84	-	2,52
3-4	5	4,16	0,84	-	3,36
4-5	5	4,16	0,84	-	4,20
5-6	5	4,16	0,84	-	5,04
6-7	5	4,16	0,84	-	5,88
7-8	5	4,16	0,84	-	6,72
8-9	5	4,17	0,83	-	7,55
9-10	5	4,17	0,83	-	8,38
10-11	5	4,17	0,83	-	9,21
11-12	5	4,17	0,83	-	10,04
12-13	5	4,17	0,83	-	10,87
13-14	5	4,17	0,83	-	11,70
14-15	5	4,17	0,83	-	12,53
15-16	5	4,17	0,83	-	13,36
16-17	5	4,17	0,83	-	14,19
17-18	5	4,17	0,83	-	15,02
18-19	0	4,17		-4,17	10,85
19-20	0	4,17		-4,17	6,68
20-21	0	4,17		-4,17	2,51
21-22	0	4,17		-4,17	-1,66
22-23	5	4,17	0,83	-	-0,83
23-24	5	4,17	0,83	-	0
Total	100	100,00	16,68	-16,68	-

Volume du réservoir :

Tab.III.14 : calcule volume résidu du réservoir projeté (RP3).

P%	V max (m3)	Vtotal (m3)
16,68	285,11	405,11

Pour le réservoir projeter RP3 :

Tab.III.115 : calcules les caractéristiques de réservoir projeter (RP3) .

D (m)	H inc (m)	Hd (m)
11,97	1,06	2,93

### III.7.7. Dimensionnement du réservoir TaliouineR6 :

Le réservoir Taliouine (R6) est alimenté gravitairement à partir du réservoir projeté (RP3), il assuré la distribution du village Taliouine . Le calcul de résidu dans le réservoir (R6) est représenté dans le (Table II.16)

TabIII.16 : Evaluation du volume résiduel du réservoir Taliouine (R6) .

Heures	Apports %	Distribution Taliouine %	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,60	3,56	-	3,56
1-2	4,16	0,60	3,56	-	7,12
2-3	4,16	1,20	2,96	-	10,08
3-4	4,16	2,00	2,16	-	12,24
4-5	4,16	3,50	0,66	-	12,90
5-6	4,16	3,50	0,66	-	13,56
6-7	4,16	4,50	-	-0,34	13,22
7-8	4,16	10,20	-	-6,04	7,18
8-9	4,17	8,80	-	-4,63	2,55
9-10	4,17	6,50	-	-2,33	0,22
10-11	4,17	4,10	0,07	-	0,29
11-12	4,17	4,10	0,07	-	0,36
12-13	4,17	3,50	0,67	-	1,03
13-14	4,17	3,50	0,67	-	1,70
14-15	4,17	4,70	-	-0,53	1,17
15-16	4,17	6,20	-	-2,03	-0,86
16-17	4,17	10,40	-	-6,23	-7,09
17-18	4,17	9,40	-	-5,23	-12,32
18-19	4,17	7,30	-	-3,13	-15,45
19-20	4,17	1,60	2,57	-	-12,88
20-21	4,17	1,60	2,57	-	-10,31
21-22	4,17	1,00	3,17	-	-7,14
22-23	4,17	0,60	3,57	-	-3,57
23-24	4,17	0,60	3,57	-	0,00
Total	100	100	30,49	-30,49	-

Volume du réservoir :

TabIII.17 : calcul de volume de résidu du réservoir Taliouine (R6) .

P%	V max (m3)	Vtotal (m3)
29,01	107,29	227,29

Vu les résultats obtenus On choisira un volume standard de 250 m<sup>3</sup>, comme il ya un réservoir existant de capacité 150 m<sup>3</sup> on additionnera un réservoir de 100 m<sup>3</sup>

Pour le réservoir d'eau projeter RP4 :

TabIII.18 : calcules les caractéristiques de réservoir projeté (RP4) de Tailouine :

D (m)	H inc (m)	Hd (m)
6,91	3,2	0,8

### III.7.8. Dimensionnement du réservoir Tourirt Aden R7 :

Le réservoir Tourirt Aden (R7) est alimenté gravitairement par le réservoir projeté (RP3), il assure la distribution pour le village Tourirt Aden (R7) .

Le calcul du résidu du réservoir Tourirt Aden (R7) est représenté dans (table II.119).

TabIII.19: Evaluation du volume résiduel du réservoir Tourirt Aden (R7) :

Heures	Apports %	Distribution Tourirt Aden %	Distribution Taliouine %	Surplus (%)	déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,43	0,22	3,52	-	3,52
1-2	4,16	0,43	0,22	3,52	-	7,04
2-3	4,16	0,85	0,29	3,02	-	10,05
3-4	4,16	1,42	0,29	2,45	-	12,50
4-5	4,16	2,49	0,87	0,80	-	13,31
5-6	4,16	2,49	1,59	0,08	-	13,39
6-7	4,16	3,20	1,59	-	-0,63	12,76
7-8	4,16	7,26	1,59	-	-4,68	8,08
8-9	4,17	6,26	1,01	-	-3,10	4,98
9-10	4,17	4,62	1,01	-	-1,46	3,51
10-11	4,17	2,92	1,73	-	-0,48	3,03
11-12	4,17	2,92	2,45	-	-1,20	1,84
12-13	4,17	2,49	2,45	-	-0,77	1,06
13-14	4,17	2,49	1,73	-	-0,05	1,01
14-15	4,17	3,34	1,44	-	-0,62	0,39
15-16	4,17	4,41	1,44	-	-1,68	-1,29
16-17	4,17	7,40	1,01	-	-4,24	-5,53
17-18	4,17	6,69	1,01	-	-3,53	-9,06
18-19	4,17	5,19	1,73	-	-2,75	-11,81
19-20	4,17	1,14	1,73	1,30	-	-10,51
20-21	4,17	1,14	1,73	1,30	-	-9,21
21-22	4,17	0,71	0,87	2,59	-	-6,62
22-23	4,17	0,43	0,58	3,17	-	-3,45
23-24	4,17	0,43	0,29	3,45	-	0,00
Total	100	71,14	28,86	25,20	-25,20	-

**Volume du réservoir :**

*TabIII.20 calcule volume de résidu du réservoir Tourirt Aden (R7).*

P%	V max (m3)	Vtotal (m3)
<b>25,02</b>	229,71	349,71

Vu les résultats obtenus On choisira un volume standard de 350m<sup>3</sup>, vu que le réservoir Tourirt Aden à une capacité de 100m<sup>3</sup>, donc ça ne sera pas suffisant.

Donc le volume du réservoir projeté sera projeté de 250m<sup>3</sup>

**Pour le réservoir d'eau projeter RP6 :**

*Table III.21 : calcules les caractéristiques de réservoir projeter (RP6 ) de Tourirt Aden*

D (m)	H inc (m)	Hd (m)
<b>8,89</b>	<b>1,93</b>	<b>2.07</b>

**III.7.9. Dimensionnement du réservoir Tigrine (R8) :**

Le réservoir Tigrine (R8) est alimenté gravitairement par le réservoir projeté (RP7), il assure la distribution du village Tigrine.

*Le calcul du résidu du réservoir Tigrine (R8) est représenté dans (Table II.22).*

*TabIII.22:Evaluation du volume résiduel du réservoir Tigrine (R8).*

Heures	Apports %	Distribution Tigrine %	Distribution Tourirt Aden %	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,19	0,48	3,49	-	3,49
1-2	4,16	0,19	0,48	3,49	-	6,98
2-3	4,16	0,25	0,86	3,05	-	10,03
3-4	4,16	0,25	1,28	2,63	-	12,66
4-5	4,16	0,75	2,52	0,89	-	13,55
5-6	4,16	1,38	3,06	-	-0,27	13,28
6-7	4,16	1,38	3,59	-	-0,81	12,47
7-8	4,16	1,38	6,63	-	-3,85	8,62
8-9	4,17	0,88	5,45	-	-2,16	6,47
9-10	4,17	0,88	4,22	-	-0,93	5,54
10-11	4,17	1,50	3,48	-	-0,82	4,72
11-12	4,17	2,13	4,03	-	-1,98	2,74
12-13	4,17	2,13	3,70	-	-1,66	1,08
13-14	4,17	1,50	3,16	-	-0,50	0,58
14-15	4,17	1,25	3,59	-	-0,67	-0,09
15-16	4,17	1,25	4,39	-	-1,47	-1,56
16-17	4,17	0,88	6,30	-	-3,01	-4,57
17-18	4,17	0,88	5,77	-	-2,48	-7,05
18-19	4,17	1,50	5,19	-	-2,52	-9,57
19-20	4,17	1,50	2,15	0,52	-	-9,06
20-21	4,17	1,50	2,15	0,52	-	-8,54
21-22	4,17	0,75	1,18	2,24	-	-6,30
22-23	4,17	0,50	0,75	2,92	-	-3,38
23-24	4,17	0,25	0,54	3,38	-	0,00
<b>Total</b>	100	25,04	74,96	23,12	-23,12	-

**Volume du réservoir :**

*TabIII.23 : calcule et les caractéristique volume résiduel du réservoir Tigrine (R8) .*

<b>D (m)</b>	<b>H inc (m)</b>	<b>Hd (m)</b>	<b>P%</b>	<b>V max (m3)</b>	<b>Vtotal (m3)</b>
<b>6,91</b>	<b>3,2</b>	<b>0.8</b>	<b>23,12</b>	98,94	218,94

Vu les résultats obtenus On choisira un volume standard de 250m<sup>3</sup>, vu que le réservoir Tigrine à une capacité de 100m<sup>3</sup>, donc ça ne sera pas suffisant. Donc le volume du réservoir projeté sera projeté de 150m<sup>3</sup>

**Conclusion**

Après avoir effectué le dimensionnement de tous les réservoirs à l'horizon 2045, il est aussi nécessaire de s'intéresser aux dimensionnements des conduites d'adduction qui véhiculeront l'eau entre les réservoirs et il fera l'objet du chapitre adduction.

# CHAPITRE IV

## *L'ADDUCTION*

## **IV.1. Introduction**

L'adduction c'est l'art d'amener l'eau dans une canalisation d'un lieu à un autre, à partir des points de captage vers les réservoirs de stockage.

Il existe trois modes d'adduction :

### **IV.1.1. Adduction par refoulement : [2]**

Le point de captage dans l'adduction par refoulement se situe au niveau inférieur à celui du réservoir dont les eaux sont relevées au moyen d'une station de pompage.

### **IV.1.2. Adduction gravitaire : [2]**

Ce type d'adduction ne fait intervenir que le seul travail de la pesanteur. En effet, l'écoulement des eaux dans les conduites dépend de la pente.

### **IV.1.3. Adduction mixte : [2]**

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

## **IV.2. Choix du tracé :**

Le choix du tracé se base sur les conditions économiques techniques et topographiques suivantes :

- Dans le but économique du projet ; le tracé doit être le plus court possible et chercher un profil en long aussi régulier que possible.
- Éviter les pentes trop fortes, difficulté d'encrage des tuyaux.
- Éviter les contre-pentes susceptibles de créer des cantonnements qui plus ou moins difficile à évacuer.
- Éviter les zones rocheuses, une tranchée devra être creusée.
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées implantées et afin de minimiser ces pertes de charges.

## **IV.3. Choix des matériaux de canalisation :**

Le choix des matériaux, est établi sur les critères d'ordre technique, à savoir le diamètre, la pression de service, la nature du sol, les coûts de fourniture et de mise en œuvre, la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchements, les réparations en cas de fuites et sa disponibilité sur le marché.

Les tuyaux les plus couramment utilisés sont les tuyaux en fontes, les tuyaux en acier, en suite viennent les tuyaux en béton armé, les tuyaux en béton les précontraint, les tuyaux en amiante ciment qui sont strictement interdits et les tuyaux en matière plastique.

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en PEHD et en Acier, vu les avantages qu'elles présentent.

▪ **Conduites en PEHD :**

❖ **Avantages**

- ♦ Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres,
- ♦ Fiables au niveau des branchements (pas de fuites),
- ♦ Répond parfaitement aux normes de potabilité,
- ♦ Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement (théoriquement de 50 ans à une température de 20°C),
- ♦ Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible),
- ♦ Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique et à l'entartrage,

❖ **Inconvénients :**

Nécessite une grande technicité pour la jonction

▪ **Conduites en Acier :**

❖ Les avantages des tuyaux en acier sont multiples :

-Ils permettent une pose beaucoup plus simple : ils sont soudables et cintrer à la demande ce qui permet d'approvisionner très peu de pièces spéciales.

-Le joint entre tuyauterie se fait par simple soudage des extrémités bout à bout.

-Peuvent supporter des pressions très importantes.

-Disponible sur le marché.

- Assure une bonne étanchéité.

-Plus léger que les tuyaux en fonte, dont l'économie de transport.

❖ Les inconvénients des tuyaux en acier sont :

-Grande sensibilité à la corrosion.

-Une durée de vie estimée à 20 ans.

-La réalisation de branchement sur béton ou l'acier est difficile et coûteuse.

## **IV.4. Description du schéma d'adduction**

La chaîne d'adduction véhiculera l'eau de trois sources dont une implantée au niveau de oued Sébaou à une cote : C.T.N = 91,5 m avec un débit de 5,36 l/s qui est refoulé vers un collecteur (SR1) sur une longueur  $L=3225\text{m}$ . La deuxième source est un autre forage qui se situe au niveau d'Oued Rabta à une cote : C.T.N = 116,5 m avec un débit de 6,23 l/s, ce forage refoule vers le même collecteur SR1 sur une longueur de  $L=760\text{m}$ . La troisième source est un piquage sur conduite du barrage de Taksebt, la chaîne d'AEP de la commune de Mekla par une conduite de transfert Taksebt-Freha-Azazga.

La SR<sub>1</sub> refoule vers un réservoir de stockage Mekla de capacité de 500m<sup>3</sup> implanté à une cote radier de 377m N.G.A par l'intermédiaire d'une conduite avec une longueur  $L=3815\text{m}$ . Ce dernier alimente la SR<sub>2</sub>.

La SR<sub>2</sub> refoule l'eau vers un réservoir situé à Djemaa Saharidj se dernier assure une distribution du réservoir transite Ce dernier alimente à son tour la SR<sub>3</sub>.

La SR<sub>3</sub> refoule l'eau vers le réservoir Ait Moussa puis il assure à son tour la distribution des régions alentour .

La SR<sub>2</sub> refoule l'eau vers la SR<sub>4</sub>cette dernière refoule l'eau vers un réservoir projetés d'une capacité de 450 m<sup>3</sup> il assure ainsi une distribution trois réservoirs suivant :

- Réservoir de Taliouine
- Réservoir de Tourirt
- réservoirs de Tigrine

## **IV.5. Etude technico- économique de l'adduction :**

### **IV.5.1. Pour les conduites de refoulement**

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissements et les dépenses de fonctionnement ; c'est à dire, que ce choix est conditionné par deux facteurs opposés :

**A-** Réduire les pertes de charges, par conséquent, la puissance prise par la pompe, ce qui conduit à choisir un diamètre aussi grand que possible.

**B-** Réduire les frais d'installation, ce qui conduit à réduire au minimum les diamètres aux dépends des pertes de charges.

Afin d'obtenir un équilibre relatif entre ces deux facteurs (dépenses), le diamètre doit être judicieusement choisi, de façon à avoir l'optimum économique qui résulte de ces deux types de frais. Pour cela, on dispose de deux corrélations qui permettent l'approximation de ce diamètre économique  $D_N$  :

➤ Formule de Bonnin :  $D_{N1} = \sqrt{Q}$  (IV.1)

➤ Formule de Bress :  $D_{N2} = 1.5 \sqrt{Q}$  (IV.2)

Avec :

-Q : débit refoulé dans la conduite en  $m^3/s$ .

On prendra tous les diamètres compris entre  $D_{N1}$  et  $D_{N2}$  .

Mais, notre choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre **0.5m/s** et **2 m/s**.

#### IV.5.2. Pour les conduites gravitaires

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.

Nous choisirons les diamètres pour lesquels la vitesse d'écoulement est comprise entre  $V_{min}$  et  $V_{max}$  tels que:

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V_{max}}} \quad (IV-3)$$

ET

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V_{min}}} \quad (IV-4)$$

Avec:

- $V_{min}$  : vitesse minimale d'écoulement qui est de 0,5 (m/s);
- $V_{max}$  : vitesse maximale d'écoulement qui est de 1.5 (m/s);
- $D_{min}$  : diamètre minimal d'écoulement en (m);
- $D_{max}$  : diamètre maximal d'écoulement en (m);
- Q : débit qui doit transiter dans la conduite en ( $m^3/s$ ).

### IV.5 .3.Calcul de la vitesse :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement en m/s,
- D : Diamètre du tuyau en m,
- Q : débit refoulé dans la conduite en m<sup>3</sup>/s.

### IV.5.4. Calcul des pertes de charge :[5]

#### IV.5.4.1.Pertes de charge linéaires (J<sub>L</sub>) :

Elles sont déterminées par la formule de *Darcy –Weisbbach* :

$$J_L = J \times L \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

$$J = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{IV.5})$$

#### ♦ Calcul du coefficient des pertes de charges $\lambda$ :

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge  $\lambda$  aux différents régimes (voir annexe 3), on peut appliquer les formules suivantes :

#### • Régime turbulent rugueux :

\* Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = \left( 1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad (\text{IV.6})$$

#### • Régime transitoire :

\*Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

- J : Pertes de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau,
- $\lambda$  : Coefficient de pertes de charge,
- D : Diamètre du tuyau en m,

- V : Vitesse d'écoulement en m/s,
- g : Accélération de la pesanteur en m<sup>2</sup>/s,
- L : Longueur de la conduite en m,
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

♦ Pour les tubes en PEHD :

- K = 0.01 si D ≤ 200 mm,
- K = 0.02 si D > 200 mm,

- Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (IV.8)$$

Avec :

-  $\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau, à 20°C et  $\nu = 1.00 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

#### IV.5.4.2. Les pertes de charge singulières ( $J_s$ ):

Elles sont provoquées par les (coudes, les vannes, les clapets,...), elles sont estimées à :

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD :

$$J_s = 0.1 \times J_L \quad (IV.9)$$

- 15 % des pertes de charge linéaires pour l'acier :

$$J_s = 0.15 \times J_L \quad (IV.10)$$

#### IV.5.4.3. Les pertes de charge totales ( $J_t$ ):

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, pour chaque conduite de longueur L ; donc on aura:

- Pour le PEHD :

$$J_t = 1.10 \times J_L = 1.1 \times J \times L \quad (IV.11)$$

- Pour l'Acier :

$$J_t = 1.15 \times J_L = 1.15 \times J \times L \quad (IV.12)$$

### VI.5.5. Calcul de la hauteur géométrique :

La hauteur géométrique ( $H_g$ ) est la différence d'altitude entre le plan d'eau de pompage et le lieu à alimenter. La formule qui nous permet de calculer la hauteur géométrique est la suivante :

$$H_g = [(C_{ip} + 0,5) - (C_r + 0,2)](m) \quad (IV.13)$$

Avec :

$H_g$  : Hauteur géométrique.

$C_{ip}$  : Côte trop-plein du réservoir d'arrivée.

0,5 : lame d'air.

$C_r$  : Cote radié du réservoir de départ ou la station de reprise de départ.

0,2 : espacement entre le niveau de commande d'arrêt et démarrage des groupes électropompes.

### IV.5.6. Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt) :[5]

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

$$H_{mt} = H_g + J_t \quad (IV.14)$$

### IV.5.7. puissance absorbée par la pompe :[5]

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée d'après la formule suivante :

$$P_a = \frac{\rho \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (IV.15)$$

-  $P_a$  : Puissance absorbée par la pompe en (KW)

-  $\eta$  : Rendement de la pompe en % (généralement on prend 75%)

### IV.5.8. Energie consommée par la pompe :[5]

$$E = P \times t \times 365 \quad (IV.16)$$

Avec :

-  $t$  : Nombre d'heure de pompage (20 h)

-  $P$  : Puissance de pompage en (KWh)

**V.5.9. Frais d'exploitation : [5]**

$$F_{exp} = E \times e \quad (\text{DA}) \quad (\text{IV.17})$$

Avec:

- E : Energie consommée par la pompe (KWh)
- e : Prix unitaire du K.W.h. fixé par la SONEGAS (4.67DA)

**IV.5.10.Frais d'amortissement :**

Les frais d'amortissement seront calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (\text{IV.18})$$

Avec :

- $P_u$  : le prix unitaire de la conduite (DA/ml),(voir Annexe 4)
- L : longueur de la conduite en m,
- A : Annuité,

**♦ Calcul de l'amortissement annuel**

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.19})$$

Avec :

- A : L'amortissement annuel (Annuité)
- i : Taux d'annuité = 8 %
- n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 27 ans)

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1.008)^{25} - 1} + 0.08 = 0.0915 \quad (\text{IV.20})$$

Soit :  $A = 0.0915$

**IV.5.11. Calcul du bilan :**

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (\text{IV.21})$$

## IV.6. Calcul des conduites de refoulement et gravitaires:

### IV.6. 1. Adduction par refoulement :

VI.6.1.1. Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant le forage d'Oued Rabta a la SR1 :

#### Caractéristiques de la conduite :

Les caractéristiques de la conduite sont représentées par *Tab IV.1*

*Tab IV.1 :Caractéristiques de la conduite*

Longueur de la conduite	Cote de trop plein de réservoir de la SR1 m N.G.A	Cote de terrain nominal m N.G.A	Débit de transfert (m <sup>3</sup> /s)
760	183,5	116.5	0,00623

#### 1) Choix des gammes des diamètres :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,00632} = 0,079 = 79\text{mm.}$$

$$D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,00536} = 0,109\text{m} = 119\text{mm.}$$

N.B : On prend la gamme des diamètres [90-110-125]

#### 2) Calcul de la hauteur géométrique :

$$Hg = (C_{tp} + 0,5) - (C_{tf} - ND)$$

$$Hg = (183, 5+0, 5) - (116.5-6) = 61.5\text{m.}$$

$$Hg = 61.5\text{m}$$

#### 3) Calcul des hauteurs manométriques totales :

*TabIV.2 : Calcul de la Hmt .*

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m)	JT (m)	Hg (m)	HMT (M)
90	79,2	0,00623	1,265	113870,32	0,0191	0,0197	16,449	61,5	77,949
110	96,8		0,847	93166,62	0,0185	0,0070	5,842		67,342
125	110,2		0,654	81689,31	0,0182	0,0036	3,005		64,505

## 4) Calcul des frais d'exploitation :

TabIV.3: Calcul des frais d'exploitation.

$D_{ext}$ (mm)	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	Puissance (Kw)	Energie (Kw h/an)	Prix de revient (DA)	Dépense d'énergie (DA)
90	0,00623	6,3520	55643,31	4,67	222573,25
110		5,4876	48071,09		192284,35
125		5,2564	46046,46		184185,82

## 5) Calcul des frais d'amortissement :

TabIV.4: Calcul des frais d'amortissement.

$D_{ext}$ (mm)	Longueur de la conduite (m)	Prix unitaire de la conduite (D.A/m.l)	Pris de revient de la conduite (D.A)	Annuité	Frais d'amortissement (D.A)
90	3225	392,5	298300	0,0915	26847,00
110		579,62	440511,2		39646,01
125		738,42	561199,2		50507,93

## 6) Bilan annuel :

TabIV.5 : Calcul du bilan

$D$ (mm)	Frais d'exploitation (D.A)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan DA
90	222573,25	26847,00	249420,25
110	192284,35	39646,01	231930,36
125	184185,82	50507,93	234693,75

D'après les résultats ci-dessus on opte pour une conduite en PEHD avec un diamètre de 125 mm et une vitesse de 0,654m/s

**IV.6.1.2 Détermination les diamètres économiques des conduites par refoulement pour les autres tronçons :**

On utilise la même méthode que précédemment lors du calcul du tronçon (F1-R1) on calcule le restes des conduites de refoulement.

**1) Caractéristiques des conduites :**

*Tab IV.6 : Caractéristiques des conduites*

Matériau	Tronçon	Longueur de la conduite (m)	Cote de trop plein de réservoir (m) N.G.A	Cote de terrain nominal (m) N.G.A	Débit de transfert (m <sup>3</sup> /s)
P.E.H.D	F2-SR1	3225	183,5	91,5	0,00536
Acier	PK-SR1	672	183,5	115,42	0,0276
	SR1-SR2	3815	377	183,5	0,119
	SR2-R3	1500	377	561	0,073
	SR3-R5	2000	511	661,7	0,035
	SP2'-SR4	1300	377	484	0,02
	SR4-RP3	1621	484	632	0,02

**2) Calcul des hauteurs manométriques totales :**

*Tab IV.7 : Calcul de la Hmt .*

matériau	Tronçon	Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	λ	J (m)	JT (m)	Hg (m)	HMT (m)
P.E.H.D	F2-SR1	125	97	0,00536	0,726	90711,4	0,01708	0,0047	16,766	85,5	102,566
Acier	PK-SR1	250		0,0276	0,8785	175707	0,019	0,003	2,31617	68,08	70,3962
	SR1-SR2	400		0,119	0,947	378789	0,0162	0,0019	6,14317	193,5	199,643
	SR2-R3	350		0,073	0,7587	378789	265561	0,0014	2,47003	184	186,47
	SR3-R5	250		0,035	0,713	178254	0,01851	0,0019	4,2207	150,7	154,92
	SP2'-SR4	200		0,02	0,6366	127324	0,01726	0,0018	3,3769	107	110,37
	SR4-RP3	200		0,02	0,6366	127324	0,01726	0,0018	3,3541	148	151,35

### 3) Calcul des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont représentés par (*Tab. IV.8*) :

*Tab IV.8 : Calcul des frais d'exploitation.*

Matériau	Tronçon	Dext(mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Puissance	Energie	Prix de revient (DA)	Frais d'énergie (DA)
P.E.H.D	F2-SR1	125	0,00536	5,2564	46046,5	4,67	184185,82
Acier	PK-SR1	250	0,00536	25,4136	185519	4,67	866374,362
	SR1-SR2	400	0,119	313,862	2291190	4,67	10699856,7
	SR2-R3	350	0,073	178,049	1299758	4,67	6069869,79
	SR3-R5	250	0,035	70,923	517736	4,67	2417826,27
	SP2'-SR4	200	0,02	28,875	210784	4,67	984363,48
	SR4-RP3	200	0,02	39,594	289037,9	4,67	1349806,92

### 4) Calcul des frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont représentés par (*Tab. IV.9*) :

*Tab.IV.9: Calcul des frais d'amortissement.*

Matériau	Tronçon	Dext (mm)	Longueur de la conduite (m)	Prix unitaire de la conduite (D.A/m.l)	Prix de revient de la conduite (D.A)	Annuité	Frais d'amortissement (D.A)
P.E.H.D	F2-SR1	125	3225	1436,69	4633325	0,0195	423949
Acier	PK-SR1	250	672	5845,49	3928169	0,0195	359427
	SR1-SR2	400	3815	8145,38	31074624,7	0,0195	2843328
	SR2-R3	350	1500	7013,78	10520670	0,0195	962641
	SR3-R5	250	2000	5845,49	11690980	0,0195	424681
	SP2'-SR4	200	1300	5159,21	6706973	0,0195	613688
	SR4-RP3	200	1621	5159,21	8363079	0,0195	765222

## 5) Bilan annuel :

Les Calculs des bilans sont représentés par (Tab.IV.10)

Tab.IV.10 : Calcul du bilan

Matériau	Tronçon	Dext (mm)	Frais d'exploitation (D.A)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan DA
P.E.H.D	F2-SR1	125	251966	423949	1269743,07
Acier	PK-SR1	250	866374	359427	1225801,85
	SR1-SR2	400	10699856,7	2843328	13543184,9
	SR2-R3	350	6069870	962641	7032511,1
	SR3-R5	250	2417826	1069725	3487550,94
	SP2'-SR4	200	984363	613688	1591925,07
	SR4-RP3	200	1349807	765222	2115028,69

## IV.6. 2. Adduction gravitaire :

IV.6.2.1. Détermination du diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le réservoir R3 à la SR3 :

## 1)Caractéristiques de la conduite :

Tab IV.11 : Caractéristiques des conduites

Longueur de la conduite	Hg (m)	Débit de transfert (m <sup>3</sup> /s)
400	50	0,035

$$D_{\min} = 0.154\text{m} ; \quad D_n = 200 \text{ mm.}$$

$$D_{\max} = 0.310\text{m} ; \quad D_n = 315 \text{ mm.}$$

## 2) Calcul de vitesse

TabIV.12: Calcul des vitesses

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m)	HT (m)	Hg (m)
200	176,2	0,035	1,4354	252913,644	0,015	0,0081	3,5709	50,00
250	220		0,920	202560,	0,016	0,002	1,240	
315	277,6		0,578	160530,	0,017	0,000	0,400	

- Pour que l'eau arrive au réservoir Djemaâ Saâridj, il faut que  $\Delta H_T < H_g$ , où :

$\Delta H_T$  : pertes de charge totale dans la conduite ;

$H_g$  : la charge disponible.

- Pour cela, on opte pour un diamètre de 250 mm, puisque  $\Delta H_T = 1.240\text{m} \leq H_g = 50\text{ m}$  avec une vitesse acceptable de 0.92m/s

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le même diamètre on doit mettre en place une vanne.

Le choix se porte sur les vannes papillons pour les raisons suivantes :

- Possibilité de travailler avec de grands débits ;
- Facilité de manipulation.
- Calcul des pertes de charge engendrées par la vanne :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_T = 50 - 1.24 = 48,76\text{ m.}$$

- Calcul le coefficient de perte de charge de la vanne :

$$\text{On a } \Delta H_v = \xi * \frac{V^2}{2 * g}$$

$$\xi = \Delta H_v * \frac{2 * g}{V^2} = 48.76 * \frac{2 * 9.81}{0.92^2} = 1130.28$$

L'évolution du coefficient de perte de charge  $\xi$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture est présentée dans l'annexe (5):

D'après l'abaque de L'évolution du coefficient de perte de charge  $\xi$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture, on trouve que l'angle d'inclinaison de la vanne est de  $\theta = 75.5^\circ$ .

#### IV.6.2.2. Détermination les diamètres économiques des conduites par refoulement pour les autres tronçons :

On utilise la même méthode que précédemment lors du calcul du tronçon (R3 - SR3) on calcule le restes des conduites gravitaire.

##### 1) Caractéristiques de la conduite :

Tab IV.13 :Caractéristiques des conduites

Matériau	Tronçon	Longueur de la conduite (m)	Hg (m)	Débit de transfert (m <sup>3</sup> /s)
P.H.E.D	RP3-R6	128	26	0,02
	R6-R7	794	46	0,016
	R7-R8	1623	62	0,005

##### 2) Calcul de vitesse

Tab IV.14: Calcul des vitesses

Matériau	Tronçons	Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m)	JT (m)	Hg (m)
P.H.E.D	RP3-R6	200	176,2	0,02	0,8221	144686	0,01538	0,0029	0,4134	26
	R6-R7	200	176,2	0,016	0,8562	115618	0,0178	0,002	1,7	46
	R7-R8	110	96,8	0,005	0,9794	65766,5	0,0201	0,0043	7,71	62

##### 2)Pour les vannes

Tab IV.15:Pour les vannes

Tronçon	$\Delta H_v$ (m)	$\xi$	$\theta^\circ$
RP3-R6	25,587	742.96	69,1
R6-R7	44,83	1200.38	77,1
R7-R8	38,29	783.18	72,3°.

### Conclusion :

Afin d'établir un diamètre économique, nous avons calculé les différents paramètres, à savoir, la vitesse d'écoulement, les pertes de charges, ainsi que les frais d'exploitations et d'amortissement et nous avant dresser le bilan complet pour avoir le diamètre qui conviens, le chapitre suivant sera consacré au choix du types de pompes à utiliser dans notre projet.

# CHAPITRE V

## *POMPES*

## V.1.Introduction

La pompe est un appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression pour le refouler à une région à plus grande pression. Le rôle de la pompe est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

## V.2. Classification des pompes : [6].

Les pompes sont classées comme suit :

- Les pompes centrifuges,
- Les pompes volumétriques,
- Les pompes à piston,

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

❖ Suivant la forme de la roue :

- Pompes centrifuges radiales.
- Pompes centrifuges semi axial,

❖ Suivant la forme de corps de la pompe :

- Pompe à volute ou colimaçon,
- A diffuseur circulaire ou type burine,

❖ Suivant le nombre de roue :

- Monocellulaire.

- Multicellulaire.

❖ Suivant la position de son axe :

- Pompe à axe horizontal.
- Pompe à axe vertical.

## V.3. Les caractéristiques d'une pompe centrifuge :

Les principales caractéristiques d'une pompe centrifuge sont :

- La hauteur manométrique totale (d'élévation),
- Le débit à refouler (Q),

- La puissance et le rendement,
- La vitesse spécifique.

#### V.4.Choix des pompes :

Le choix des pompes à installer se portera sur les critères suivants :

- Le débit à refouler,
- La hauteur d'élévation d'eau (Hmt),
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau,
- Le rendement de la pompe qui doit être acceptable d'une façon à avoir un coup minimum d'un mètre cube d'eau à élever.

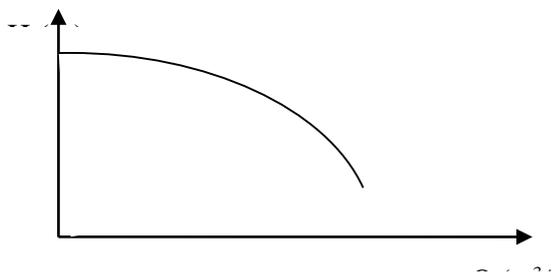
Pour la station de pompage sur forage, on adaptera un groupe électropompe immergé vu les avantages qu'ils présentent, à savoir :

- Fiabilité,
- Amorçage automatique,
- Rendement élevé,
- Entretien presque nul,

Pour les autres stations de pompage, notre choix se portera sur les pompes centrifuges à axe horizontal multicellulaire

#### V.5.Caractéristique d'une pompe :

Dans le système d'axes (H,Q), la hauteur théorique est proportionnelle au débit. Si on tient pas compte des pertes de charge, on obtient la courbe pratique (Fig.V.1), dite hauteur manométrique totale .



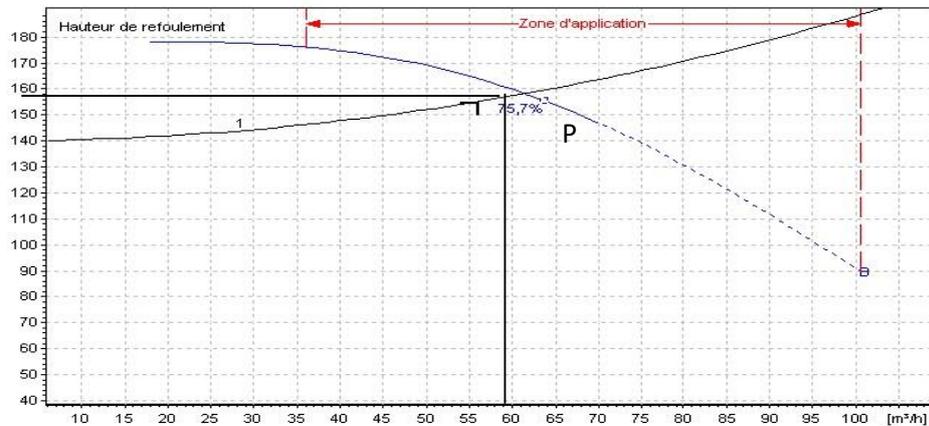
*Fig. V.1 : courbe caractéristique d'une pompe*

#### V.6.Caractéristique d'une conduite

Si la pompe refoule un fluide d'une cote  $Z_1$  à une cote  $Z_2$ , la charge nécessaire pour véhiculer le fluide entre ces deux côtes et éliminer les pertes de charges s'écrit :

**V.7.Point de fonctionnement :**

Le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe  $H_p = f(Q)$  et celle de la conduite  $H_c = f(Q)$  est appelé le point de fonctionnement de la pompe P ( $Q_p, H_p$ ). (Fig. V .3)



*Fig. V .2 : courbe montant le point de fonctionnement.*

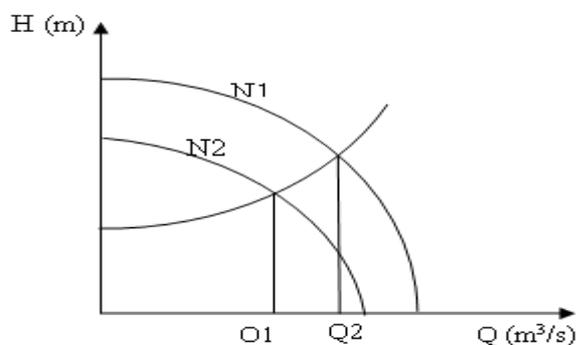
Lorsque le point P se situe au droit de rendement de cette pompe, cette dernière débite dans les conditions optimales d'utilisation.

Dans la plupart des cas, le point « P » ne coïncide pas avec celui désiré, c'est pourquoi des modifications sont apportées, soit dans le dimensionnement, soit dans le fonctionnement de la pompe, et cela en vue de l'adopter aux conditions de travail désiré.

Dans le but d'obtenir ce point de fonctionnement, plusieurs solutions sont possibles :

**V.7. 1.Variation de la vitesse de rotation :**

Varié la vitesse de rotation, c'est-à-dire chercher la vitesse souhaitable pour que la caractéristique  $H = f(Q)$  passe le point désiré. C'est la méthode la plus employée. Cependant, la régularisation électrique du moteur via un variateur de fréquences engendre une consommation d'énergie supplémentaire dont il faut tenir compte.



*Fig. V.3 : caractéristiques d'une pompe en fonction de la vitesse de rotation.*

### V.7. 2. Le vannage :

Accepter la caractéristique de la pompe et vanner sur le refoulement ; de ce fait on accroît la consommation d'énergie. L'ajout d'une vanne plus ou moins ouverte sur la conduite de refoulement engendre des pertes de charges singulières qui vont déplacer la caractéristique du réseau vers les faibles débits.

Cette méthode est très coûteuse d'un point de vue énergétique et est donc prohiber.

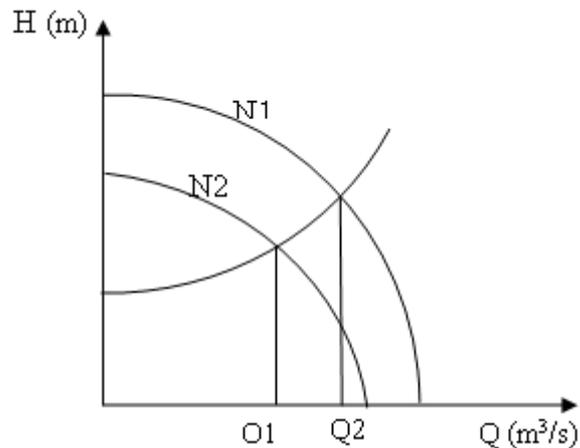


Fig. V.4 : Réglage par vannage.

### V.7. 3. La similitude :

Les pompes centrifuge vérifient des lois (lois de similitude) qui à partir d'une courbe caractéristique établie pour une vitesse de rotation  $N$  de la roue de la pompe permettent d'obtenir la caractéristique pour une vitesse de rotation  $N'$  quelconque.

Si on connaît, pour une vitesse  $N$ , le débit  $Q_N$ , la hauteur manométrique totale  $H_N$  et la puissance absorbée  $P_N$ , on sait qu'il existe deux courbes caractéristiques  $H = f(Q)$  et  $P = f(Q)$  ; pour la vitesse  $N'$  tels que les points définis par les coordonnées  $(Q_{N'}, H_{N'})$  et  $(Q_{N'}, P_{N'})$  en soient respectivement éléments.

Les lois de similitude permettent de déterminer  $Q_{N'}$  et  $P_{N'}$  :

$$Q_{N'} = Q_N \cdot \frac{N'}{N} \quad (V.1)$$

$$H_{N'} = H_N \cdot \left(\frac{N'}{N}\right)^2 \quad (V.2)$$

$$P_{N'} = P_N \cdot \left(\frac{N'}{N}\right)^3 \quad (V.3)$$

On peut ainsi reconstruire point par point les caractéristiques pour la vitesse de rotation  $N'$  en prenant des points différents des caractéristiques établies pour la vitesse  $N$ .

### V.8. Etude de la cavitation :

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui, dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement,...) et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : Charge nette minimale disponible à l'aspiration  $(NPSH)_d$  (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration  $(NPSH)_r$  (donnée par le constructeur).

Le NPSH requis  $(NPSH)_r$  est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation.

Il dépend de :

- Type de la pompe,
- Point de fonctionnement.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

Le NPSH disponible  $(NPSH)_d$  est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

Soit la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

➤ Pour l'alimentation en charge

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v) \quad (V.4)$$

Avec :

- $H_a$  : Hauteur d'aspiration en (m).
- $J_a$  : Perte de charge à l'aspiration en (m).
- $\frac{P_0}{g \times \rho}$  : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m).
- $T_v$  : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée par **Table.V.1**

**Tab.V.1:** Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

T°C	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
Tv (m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

**V.9. Choix du type des pompes pour les différentes stations :**

**V.9. 1.Choix du type de pompes du forage d'Oued Rabta :**

Tab .V.2 : caractéristiques du forage d'Oued Rabta

caractéristiques	Débit (l/s)	Hg (m)	Hmt (m)
F1 vers SR1	6,23	61,5	64 ,5

❖ Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe immergé de type : (E6X52-6/6K + MC610) dont les caractéristiques sont les suivantes (Voir annexe (6)) :

- N = 2900 tr/min
- $\eta = 65.2\%$
- P = 6.56 Kw
- $NPSH_r = 1.96$  m
- Le point de fonctionnement P (6,58 l/s, 64,8 m)
- Le point désiré P1 (6,23l/s, 64,5 m)

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (Figure.V.8

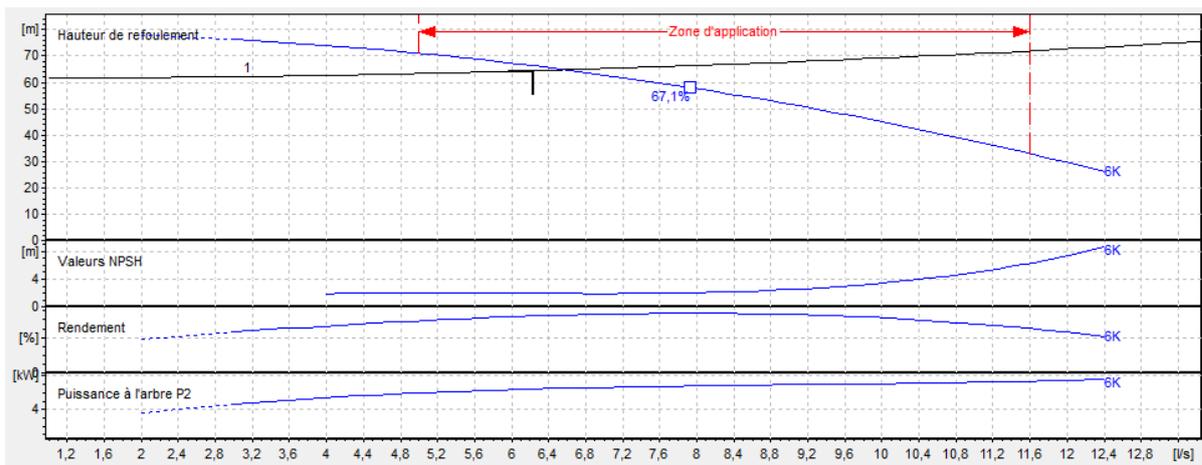


Fig. V.7 :Courbes caractéristiques de la pompe du Forage d'Oued Rabta

- **Réalisation du point de fonctionnement :**
  - **La caractéristique de la pompe :**

On a :

$$H_p = a Q^2 + b \quad (V-5)$$

D'après la courbe caractéristique de la pompe on tire deux points tel que :

$$H = 64,8 \text{ m}, Q = 6,58 \text{ l/s}$$

$$H = 87,7 \text{ m}, Q = 0 \text{ l/s}$$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation et on va avoir le système

D'équation suivant :

$$64,8 = (6,58)^2 \cdot a + b$$

$$87,7 = (0)^2 \cdot a + b$$

Donc l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suit :

$$H_p = -0.529Q^2 + 87,7 \quad (V-6)$$

➤ **La courbe caractéristique de la conduite :**

On a :

$$H_c = R Q^2 + H_g \quad (V-7)$$

Pour déterminer la constant R on sait que la caractéristique de la conduite passe par le Point nominal, c'est-à-dire  $Q = 6.58$  et  $H = 64.8$  m avec  $H_g = 61.5$  m.

$$\text{Donc on aura : } 64.8 = R \cdot (6.58)^2 + 61.5$$

$$R = 0.076$$

Donc l'équation sera :

$$H_c = 0.076 \cdot Q^2 + 61,5 \quad (V-8)$$

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de Rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitable pour que la caractéristique de la pompe  $H = f(Q)$  passe par le point désiré ; à cet effet, nous traçons la parabole  $H = a \cdot Q^2$ , ce qui est illustré dans la fig V.9.

**Tab V. 3 :** suivant donne les résultats du calcul.

H(Q=0)	87,7	87,7	87,7	87,7	87,7	87,7	87,7	87,7	87,7
HG	61,5	61,5	61,5	61,5	61,5	61,5	61,5	61,5	61,5
Q	0	6,1	6,2	6,3	6,4	6,5	6,6	6,7	6,8
HC	61,50	64,33	64,42	64,52	64,61	64,71	64,81	64,91	65,01
a*Q <sup>2</sup>	0,00	61,84	63,89	65,96	68,08	70,22	72,40	74,61	76,85
HP	61,50	68,02	67,37	66,70	66,03	65,35	64,66	63,95	63,24

Les résultats obtenus sont représentés sur un graphique  $h = f(Q)$  (Fig.V.9)

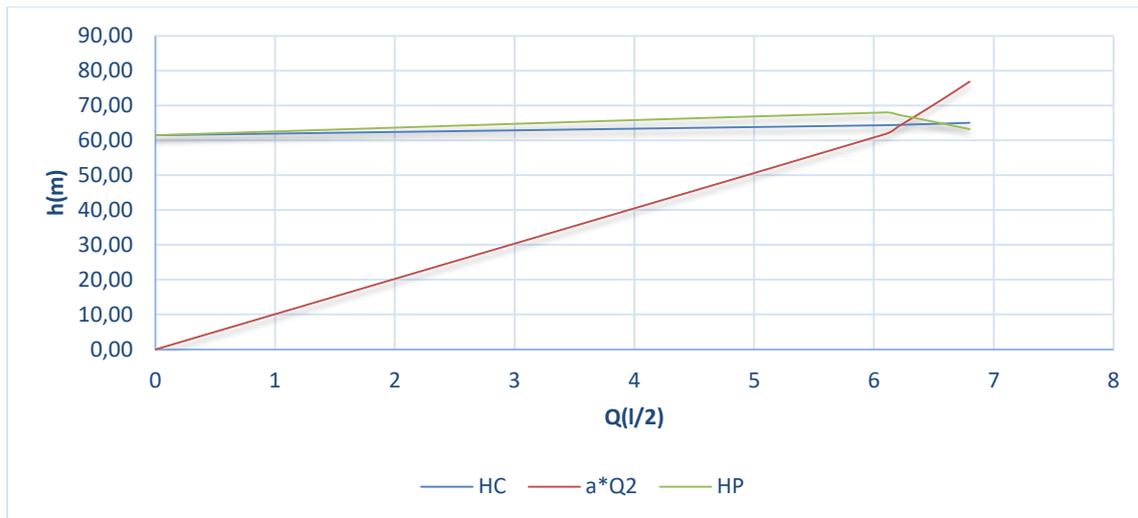


Fig. V.8: Représentation graphique des points : homologue et désiré de la pompe

### 1-Variation de la vitesse de rotation :

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \text{ (Tr/min)}$$

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

$$H = 1,66 \times Q^2$$

Cette courbe passe par le point P<sub>3</sub> (6,4l/s, 66,03 m)

D'où :

$$N' = 2900 \times \frac{6,23}{6,4} = 2822,96 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,00623 \times 64,5}{0,652}$$

D'où, **P1 = 6.046 Kw**

- Calcul annuel des frais d'exploitation ::

$$F_{\text{exp}} = 6,046 \times 20 \times 365 \times 4,67 = \mathbf{206114,18DA.}$$

$$F_{\text{exp}} = \mathbf{206114,18DA.}$$

### 2-Réduction du temps de pompage :

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage, et le nouveau temps de pompage sera :

$$T_1 \times Q_1 = T \times Q$$

$$D'où : T = 20 \times \frac{6,23}{6,58} = \mathbf{18,93 \text{ h}}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9.81 \times 0,00658 \times 64,8}{0.652}$$

$$D'où : \mathbf{P_2 = 6.41 \text{ Kw}}$$

- Calcul annuel des frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = 6,41 \times 18,93 \times 365 \times 4,67 = \mathbf{206832,31 \text{ DA.}}$$

$$F_{\text{exp}} = \mathbf{206832,31 \text{ DA.}}$$

### 3-Le vannage

$$h = H' - H_1 = 67,37 - 64,5 = \mathbf{2.87 \text{ m}}$$

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement égale à :

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.00623 \times 67.37}{0.652}$$

$$: \mathbf{P_3 = 6.31 \text{ Kw}}$$

- Calcul annuel des frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = 6.31 \times 20 \times 365 \times 4,67 = 215114.21 \text{ DA.}$$

$$F_{\text{exp}} = \mathbf{215114.21 \text{ DA.}}$$

**TabV.4:** analyse de point de fonctionnement et bilan de pompe du forage d'Oued Rabta .

	Variation		Vitesse de rotation			Temps de pompage			Vannage		
	Q (l/s)	Hmt (m)	N1 (Tr/mn)	N2 (Tr/mn)	P1 (kw)	T1 (h)	T2 (h)	P2 (kw)	h (m)	H' (m)	P3 (kw)
Pf	6,58	64,8	2900	2822.96	6.046	20	18,93	6.41	2.87	67.37	6.31
Pd	6,23	64,5									
Frais(DA)			<b>206114,18</b>			<b>206832,31</b>			<b>215114.21</b>		

Notre choix se portera sur la première variante qui présente une puissance minimale.

### 4-Etude de la cavitation

$$NPSH_r = 1,96 \text{ m}$$

$$NPSH_d = P_0 / \rho g + H_a - (J_a + H_v)$$

$$P_0/GD=10,33 - 0,0012*122= 9,99 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9.99 - 0,24 = \mathbf{9.75m.}$$

$NPSH_d > NPSH_r$ , donc, la pompe ne Cavite pas.

### V.9.2.Choix du type de pompes d'Oued Sébaou :

Tab.V.5 :caractéristiques du forage d'Oued Sébaou

Caractéristiques	Débit (l/s)	Hg (m)	Hmt (m)
F2 vers SR1	5,36	85,5	117,61

❖ Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe immergé de type : (E6X40-6/16 + MC612) dont les caractéristiques sont les suivantes (annexe (7)) :

- N = 2900 tr/min
- $\eta = 72.1 \%$
- P = 8,32 Kw
- $NPSH_r = 2,57 \text{ m}$
- Le point de fonctionnement P (5,31 l/s , 117 m)
- Le point désiré P1 (5,36l/s , 118 m)

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré Voir la fig.V.10

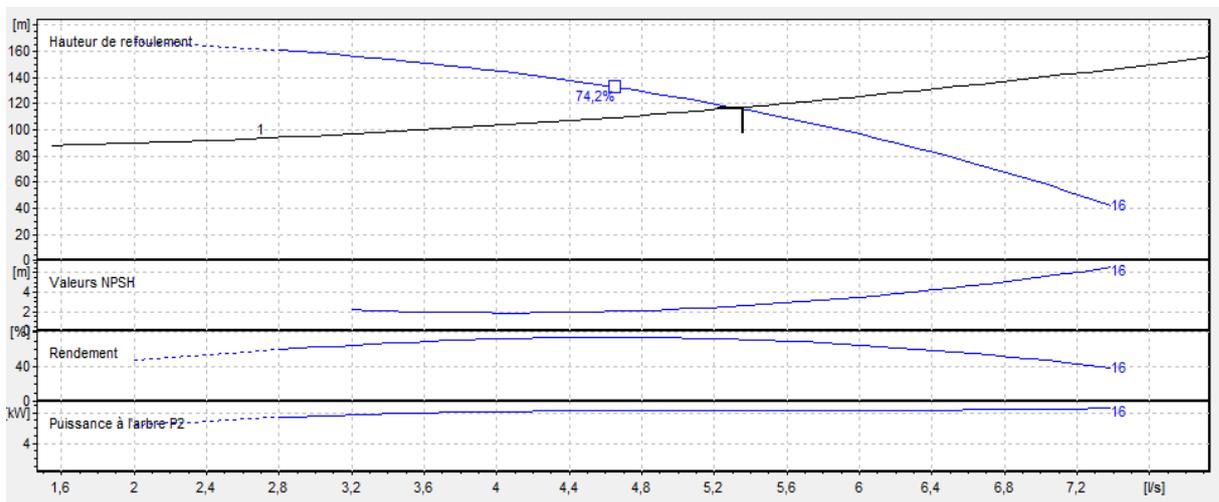


Fig.V.9 :Courbes caractéristiques de la pompe du forage d'Oued Sébaou

TabV.6 : analyse de point de fonctionnement et bilan de pompe du forage d'Oued Sébaou

Variation		Vitesse de rotation			Temps de pompage			Vannage			
Q	Hmt	N1	N2	P1	T1	T2	P2	h	H'	P3	
(l/s)	(m)	(Tr/mn)	(Tr/mn)	(kw)	(h)	(h)	(kw)	(m)	(m)	(kw)	
Pf	5,31	117									
Pd	5,36	118	2900	2894,55	8.45	20	19.81	8.6	3	121	8.74
Frais(DA)		282068.95			290397.36			297955.34			

Notre choix se portera sur la première variante qui présente une puissance minimale.

**4-Etude de la cavitation**

$$NPSH_r = 2.57m$$

$$NPSH_d = P_0/\rho g + H_a - (J_a + H_v)$$

$$P_0/\rho g = 10,33 - 0,0012 * 98 = 10.21 m$$

$$NPSH_d = 10.21 - 0,24 = \mathbf{9.96 m.}$$

$NPSH_d > NPSH_r$ , donc, la pompe ne Cavite pas.

**V.9.3. Choix du type de pompe dans la station de reprise SR1**

*Tab .V.7 :caractéristiques SR1 vers SR2*

Caractéristiques	Débit (l/s)	Hg (m)	Hmt (m)
<b>SR1 vers SR2</b>	119	193,5	199.64

❖ Caractéristiques de la pompe :

D’après le logiciel CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe multicellulaire de type : (PM 125/ 2 A) dont les caractéristiques sont les suivantes (Voir annexe (8)) :

- N = 2900 tr/min
- $\eta = 75.4\%$
- P = 383Kw
- $NPSH_r = 6,19 m$
- Le point de fonctionnement P (143 l/s, 205 m)
- Le point désiré P1 (119/s, 202 m)

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré Voir la figure .V.10

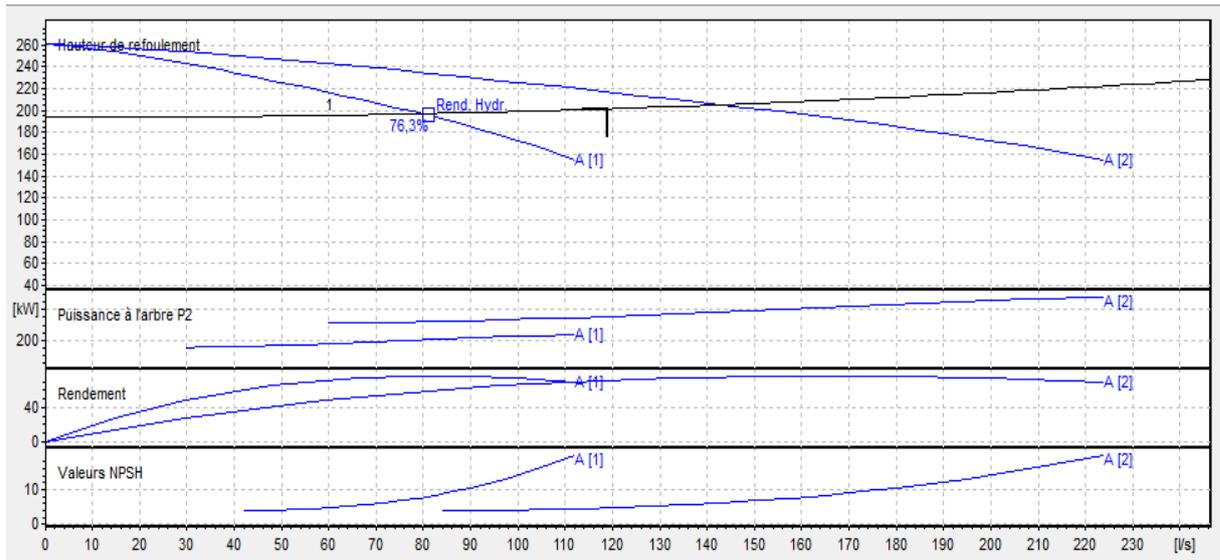


Fig. V.10 : Courbes caractéristiques de la pompe SR1 .

TabV.8: analyse de point de fonctionnement et bilan de pompeSR1

Variation	Vitesse de rotation			Temps de pompage			Vannage				
	Q (l/s)	Hmt (m)	N1 (Tr/mn)	N2 (Tr/mn)	P1 (kw)	T1 (h)	T2 (h)	P2 (kw)	h (m)	H' (m)	P3 (kw)
Pf	143	205	2900	2413,29	312.75	20	17	381.42	1	203	314.29
Pd	119	202									
Frais(DA)			10661960,3			11052540,8			10714460,4		

Notre choix se portera sur la première variante qui présente une puissance minimale.

#### 4-Etude de la cavitation

$$NPSH_r = 6,19 \text{ m..}$$

$$NPSH_d = P_0/\rho g + H_a - (J_a + H_v)$$

$$P_0/\rho g = 10,33 - 0,0012 * 183.5 = 10.11 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 10.21 - 0,24 = \mathbf{9.86 \text{ m.}}$$

#### V.9.4. Choix du type de pompe dans la station de reprise SR2

Tab .V.9: caractéristiques SR2 -Réservoir Djemaâ Saâridj

Caractéristiques	Débit (l/s)	Hg (m)	Hmt (m)
SR2 –R3	73	184	186.46

❖ Caractéristiques de la pompe :

D’après le logiciel CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe multicellulaire de type : (PM 150/ 7 B) dont les caractéristiques sont les suivantes (Voir annexe (9)) :

- $N = 1450 \text{tr/min}$
- $\eta = 79.5\%$
- $P = 189 \text{ Kw}$
- $NPSH_r = 3.06 \text{ m}$
- Le point de fonctionnement P (81,8 l/s, 187 m)
- Le point désiré P1 (73l/s, 186 m)

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré Voir la figure .V.11

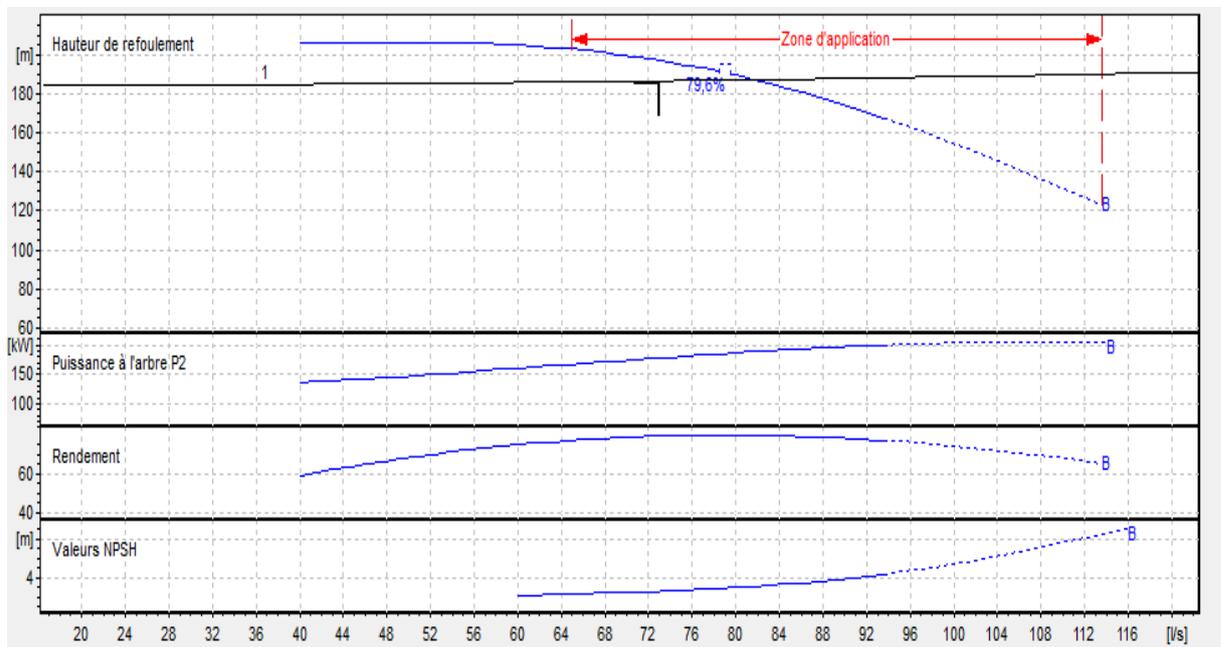


Fig .V.11 :Courbes caractéristiques de la pompe SR2

TabV.10 : analyse de point de fonctionnement et bilan de pompeSR2

Variation	Vitesse de rotation		Temps de pompage			Vannage					
	Q (l/s )	Hmt (m)	N1 (Tr/mn)	N2 (Tr/mn)	P1 (kw)	T1 (h)	T2 (h)	P2 (kw)	h (m)	H' (m)	P3 (kw)
Pf	81,8	187	1450	1297,2	<b>167,54</b>	20	17.85	<b>188,75</b>	<b>0.5</b>	<b>186.5</b>	<b>168,35</b>
Pd	73	186									
Frais(DA)		5711606,14			5742948,55			5739219,85			

Notre choix se portera sur la première variante qui présente une puissance minimale.

4-Etude de la cavitation

$$NPSH_r = 3.06 \text{ m.}$$

$$NPSH_d = P_0/\rho g + H_a - (J_a + H_v)$$

$$P_0/\rho g = 10,33 - 0,0012 * 377 = 9.87 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 10.21 - 0,24 = \mathbf{9.63 \text{ m.}}$$

$NPSH_d > NPSH_r$ , donc, la pompe ne Cavite pas.

V.9.5 . Choix du type de pompe dans la station de reprise SR3 :

Tab.V.11 :caractéristiques SR3 -Ait Mansour et Ait Moussa

Caractéristiques	Débit (l/s)	Hg (m)	Hmt (m)
SR3 –R5	35	150.7	154.92

❖ Caractéristiques de la pompe :

D’après le logiciel CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe multicellulaire de type : (PMS 125/ 8 C) dont les caractéristiques sont les suivantes (Voir annexe (10)) :

- N = 1450tr/min
- $\eta = 75,9 \%$
- P = 73.4Kw
- $NPSH_r = 1.76 \text{ m}$
- Le point de fonctionnement P (36,6 l/s, 157m)
- Le point désiré P1 (35 l/s, 155 m)

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré Voir la figure .V.12

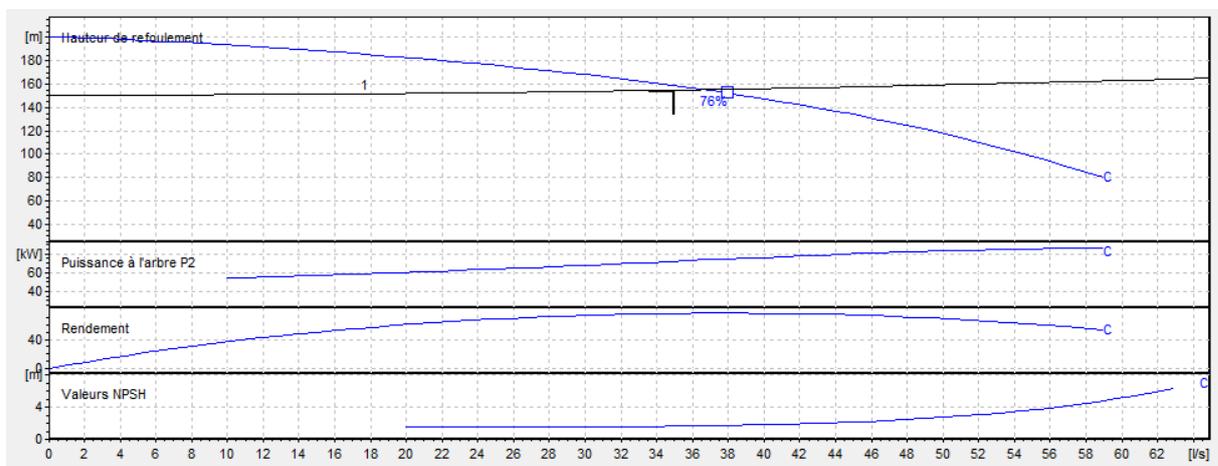


Fig .V.12 :Courbes caractéristiques de la pompe SR3

TabV.12 : analyse de point de fonctionnement et bilan de pompeSR3

Variation		Vitesse de rotation			Temps de pompage			Vannage			
	Q (l/s)	Hmt (m)	N1 (Tr/mn)	N2 (Tr/mn)	P1 (kw)	T1 (h)	T2 (h)	P2 (kw)	h (m)	H' (m)	P3 (kw)
Pf	36,6	157	1450	1386.61	70,11	20	19.17	73,32	1	156	70,56
Pd	35	155									
Frais(DA)		2390120,01			2395820,71			2405460,96			

Notre choix se portera sur la première variante qui présente une puissance minimale.

**4-Etude de la cavitation**

$NPSH_r = 1,76 \text{ m.}$

$NPSH_d = P_0/\rho g + H_a - (J_a + H_v)$

$P_0/\rho g = 10,33 - 0,0012 \times 511 = 9.71 \text{ m}$

$NPSH_d = 9.71 - 0,24 = 9.67 \text{ m.}$

$NPSH_d > NPSH_r$ , donc, la pompe ne Cavite pas.

**V.9.6 Choix du type de pompe dans la station de reprise SR2'**

TabIV.13: caractéristiques SR2' – SR4

Caractéristiques	Débit (l/s)	Hg (m)	Hmt (m)
SR2' – SR4	20	107	110,37

❖ Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe multicellulaire de type : (PM 80/ 3C) dont les caractéristiques sont les suivantes (Voir annexe (11)) :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 74.8 \%$
- $P = 32.3 \text{ Kw}$
- $NPSH_r = 3,24 \text{ m}$
- Le point de fonctionnement P (22l/s, 113.5 m)
- Le point désiré P1 (20l/s, 111 m)

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré Voir la figure.V.13



Fig.V.13 :Courbes caractéristiques de la pompe SR2'

TabV.14: analyse de point de fonctionnement et bilan de pompeSR2'

Variation	Vitesse de rotation		Temps de pompage			Vannage					
	Q (l/s)	Hmt (m)	N1 (Tr/mn)	N2 (Tr/mn)	P1 (kw)	T1 (h)	T2 (h)	P2 (kw)	h (m)	H' (m)	P3 (kw)
Pf	22	113.5	2900	2648,4	29,1	20	18.18	32,02	1	112	29,37
Pd	20	111									
Frais(DA)		992048,1			992258,782			1001252,67			

Notre choix se portera sur la première variante qui présente une puissance minimale.

**4-Etude de la cavitation**

$NPSH_r = 3,24 \text{ m.}$

$NPSH_d = P_0 / \rho g + H_a - (J_a + H_v)$

$P_0 / \rho g = 10,33 - 0,0012 \times 377 = 9.87 \text{ m}$

$NPSH_d = 9.87 - 0,24 = 9.63 \text{ m.}$

$NPSH_d > NPSH_r$ , donc, la pompe ne Cavite pas.

**V.9.7.Choix du type de pompe dans la station de reprise SR4:**

Tab .V.15 :caractéristiques SR4-RP3

Caractéristiques	Débit (l/s)	Hg (m)	Hmt (m)
SR4 – RP3	20	148	151,35

❖ Caractéristiques de la pompe :

D’après le logiciel CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe multicellulaire de type : (PM 80/ 8C) dont les caractéristiques sont les suivantes (Voir annexe (12)) :

- N = 2900tr/min
- $\eta = 74.7 \%$
- P = 42.2Kw
- $NPSH_r = 3,14 \text{ m}$
- Le point de fonctionnement P (21.2l/s, 152 m)
- Le point désiré P1 (20l/s, 151 m)

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré Voir la figure .V.14

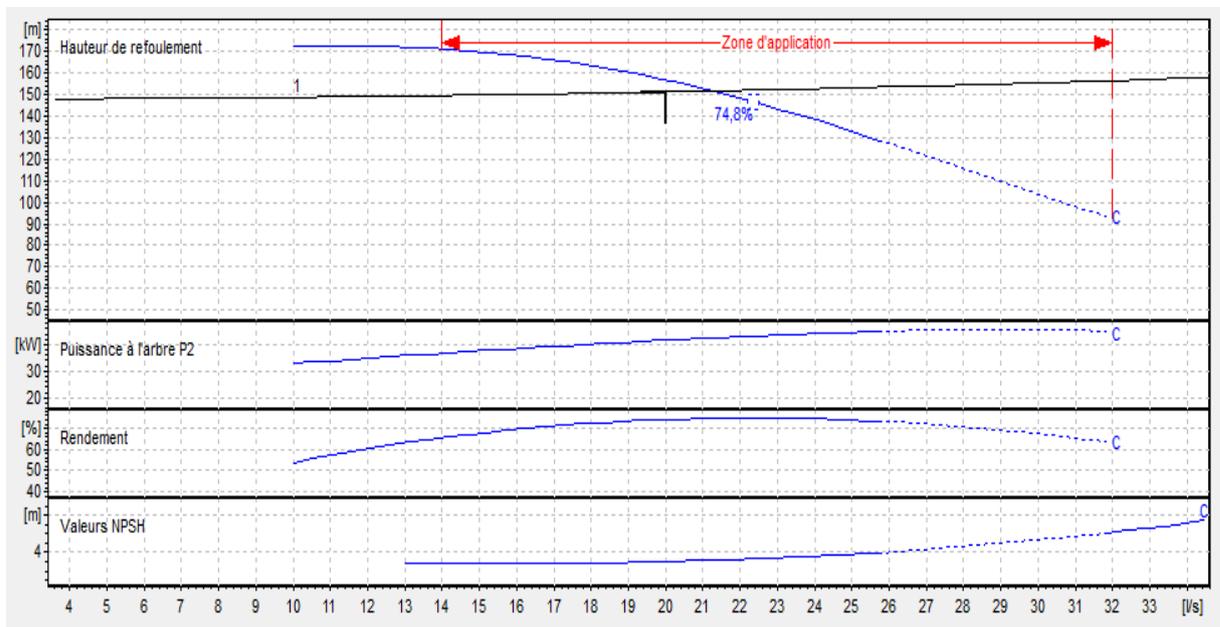


Fig.V.14 :Courbes caractéristiques de la pompe SR4

Tab V.16: analyse de point de fonctionnement et bilan de pompeSR4

Variation	Vitesse de rotation		Temps de pompage			Vannage					
	Q (l/s)	Hmt (m)	N1 (Tr/mn)	N2 (Tr/mn)	P1 (kw)	T1 (h)	T2 (h)	P2 (kw)	h (m)	H' (m)	P3 (kw)
Pf	21.2	152	2900	2884,13	<b>39,66</b>	20	18,86	<b>42,32</b>	<b>0.5</b>	<b>151.5</b>	<b>39,92</b>
Pd	20	151									
Frais(DA)			1352049,06			1360495,45			1360912,72		

Notre choix se portera sur la deuxième variante qui présente une puissance minimale.

**4-Etude de la cavitation**

$$NPSH_d = P_0 / \rho g + H_a - (J_a + H_v)$$

$$P_0 / \rho g = 10,33 - 0,0012 \times 448 = 9.79 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_d = 9.79 - 0,24 = \mathbf{9.55 \text{ m.}}$$

$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$ , donc, la pompe ne Cavite pas

### **V.10.Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons bien programmes les pompes est notre choix se porte sur une utilisation des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal. Le choix d'une pompe doit être fait en accord avec les caractéristiques hydrauliques de l'installation envisagée, on a remarqué que ce n'est pas le cas pour certaines pompes, d'où on a opté pour quelques modifications. L'analyse des différentes variantes conduit à prendre en considération la variante qui donne la puissance absorbée la plus petite de toutes les variantes étudiées et la solution la plus économique.

# CHAPITRE VI

## *POSE ET PROTECTION DES CONDUITES*

## **VI.1. Introduction :**

La conduite a pour finalité de transporter un débit souhaité en résistant aux pressions, aux efforts d'ovalisation (dû à son propre poids, aux poids de l'eau,) et à l'agressivité du sol.

## **VI.2. Les différents types de pose des conduites :[2]**

La pose joue un rôle très important dans l'adduction, en effet le choix de types de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie de terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés qui risquent de retarder l'exécution des travaux.

Il existe plusieurs types de poses :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrain (cas particulier) ;
- Pose des conduites le long des traversées des routes ;
- Pose des conduites le long des traversées des rivières;
- Butée et amarrage des conduites ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.

### **VI.2.1. Pose en terre : [2]**

Elle s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter les travaux de jointures.

Dans ce type de pose, les tuyaux sont posés en file bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les pointes hauts.

### **VI.2.2. Pose en mauvais terrain (cas particulier) : [2]**

Lorsque le terrain est marécageux et à fin d'éviter les affaissements (tassement) qui affecteraient la conduite ou les joints il est nécessaire de couler dalle en béton armé au fond de la tranchée

### **VI.2.3. Pose des conduites traversant des routes : [2]**

Pour qu'il n'aura plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire aux conduites traversées de route, pour cela on peut prévoir les solutions suivantes :

- Des gains : ce sont des buses de diamètres supérieur dont les quelles les conduites sont introduites.
- Par enrobage dans le béton : dans ce cas les conduites sont couvertes en béton.

## VI.2.4. Pose des conduites traversant la rivière : [2]

### VI.2.4.1. Pose des conduites sous l'eau :

Dans ce cas, il se présente deux situations :

S'il s'agit d'une courte traversée, on assemble des tuyaux rigides à l'air libre sur des échafaudages, une fois que la conduite est assemblée, on va la descendre avec précaution et avec des engins, de lavage dans un souille ; cette opération s'effectue dans une eau calme.

S'il s'agit d'une traversée importante, on recourt à des conduites en acier qui permet de mettre en place des grandes longueurs de canalisation, amené au droit de la souille par flottaison la soudure des tronçons étant effectués à terre au fur et à mesure de l'avancement de halage.

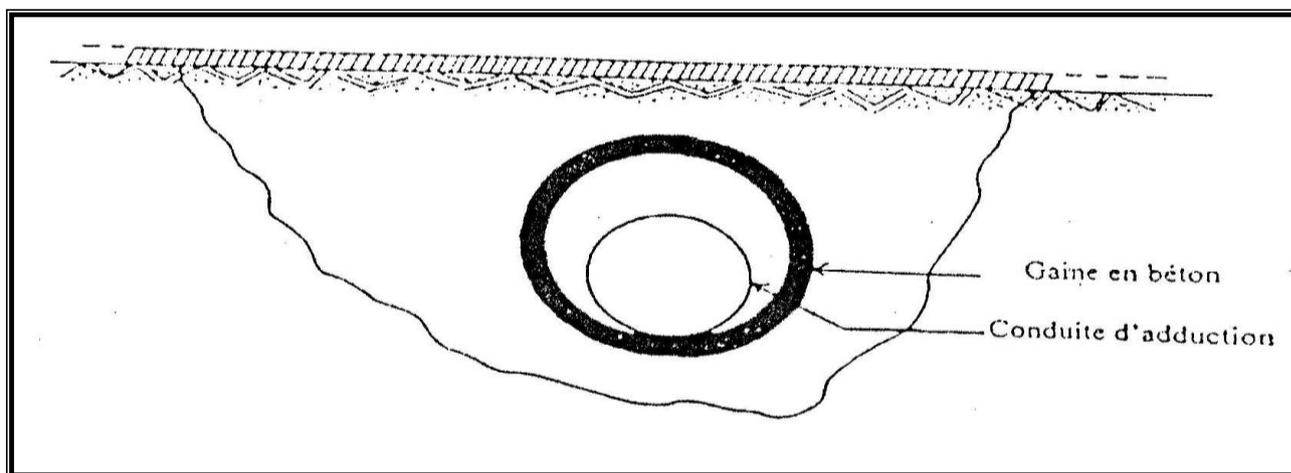
### VI.2.5.2. Pose des conduites au-dessus de l'eau : [2]

Lorsque il s'agit de franchir une rivière, la conduite peut emprunter le niveau ordinairement réservé sous le trottoir d'un pont route, s'il existe.

Elle peut également être posée sur des ouvrages spéciaux (aqueducs), et si le pont est métallique,

### VI.2.6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée):

Ce type de pose concerné 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 usée.



*Fig .VI .1 : traversée d'une route ou moyen d'une gaine*

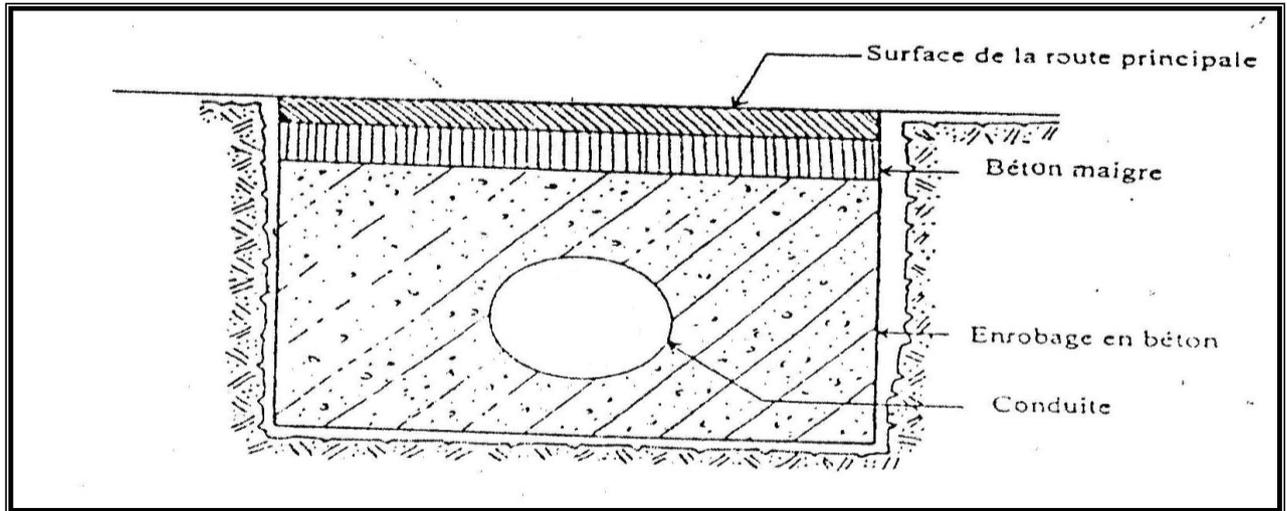


Fig. VI. 2 : traversée d'une route ou moyen d'enrobage dans le béton

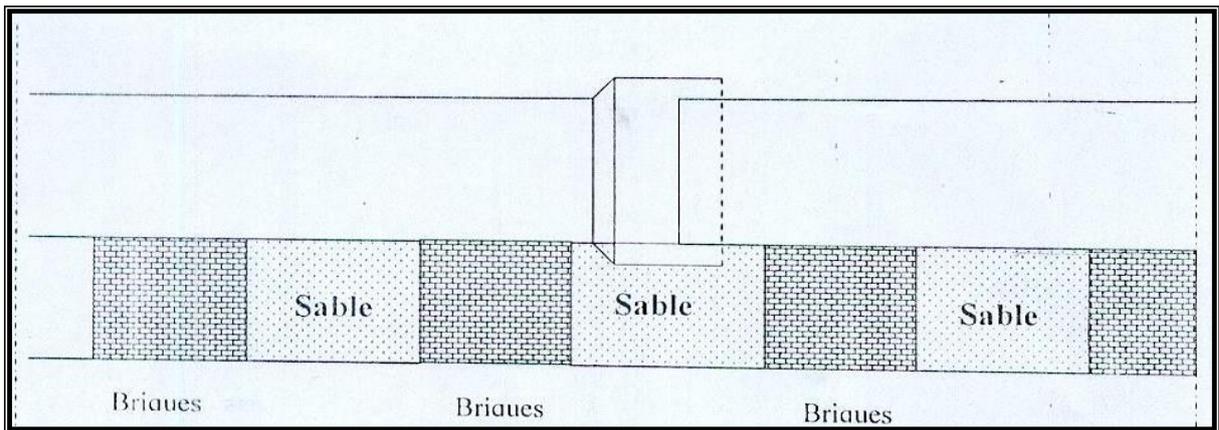


Fig. VI. 3 : pose des tuyaux sur briques

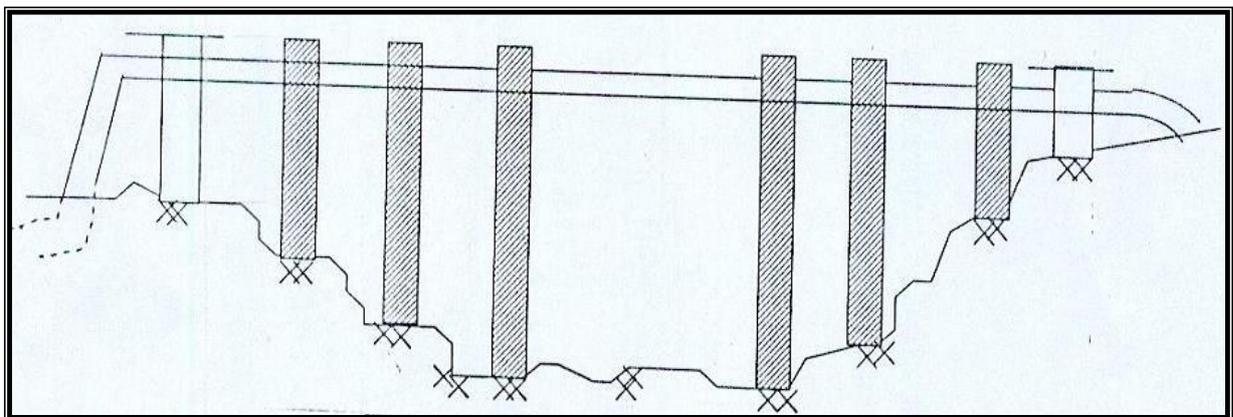


Fig. VI. 4 : traversée d'un cours d'eau

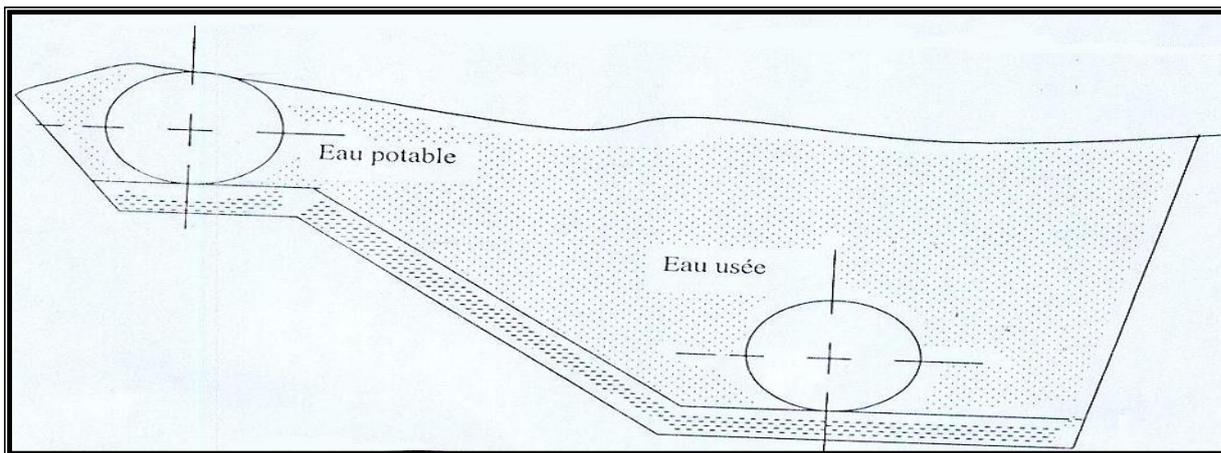
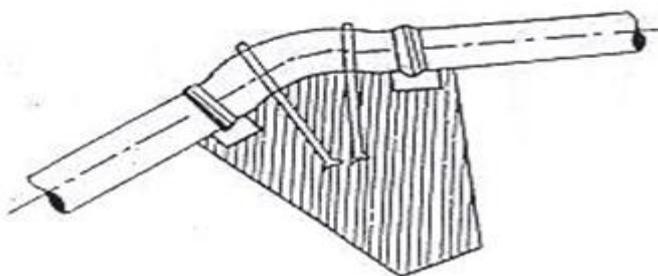


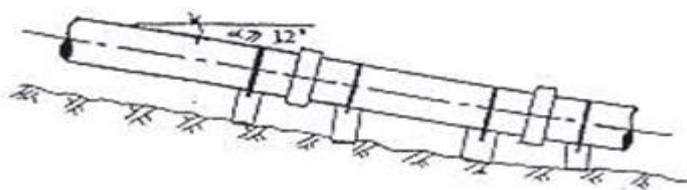
Fig .VI .5 :Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

**VI.2.7. Butée et amarrage des conduites :**

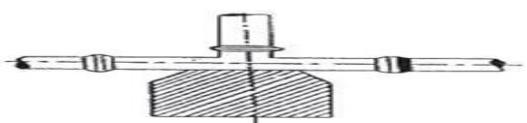
Le déboîtement des joints (réseau de distribution ) et la rupture des soudures (adduction) ,provoquée par la pression interne des conduites , se sont en générale la cause des fuites dans les réseaux , et pour diminuer ces fuites, on prévoit alors la construction des butés, qui sont des dispositifs spéciaux (massif en béton ) , rencontrés 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 .



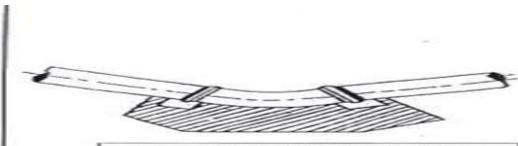
C/ Butée sur un coude vertical



D/ Butée pour canalisations inclinées



A/ Butée sur un branchement



B/ Butée sur coude horizontale

Fig .VI .6 :Les butées

## VI. 3. Protection contre le coup de bélier

### VI.3.1.Définition

Le coup de bélier en hydraulique est un phénomène résultant d'un écoulement non permanent (transitoire) qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci (la conduite). Autrement dit, les coups de bélier sont des ondes de surpression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite.

### VI.3.2. Causes du phénomène :

Particulièrement, les générateurs des coups de bélier sont les suivants :

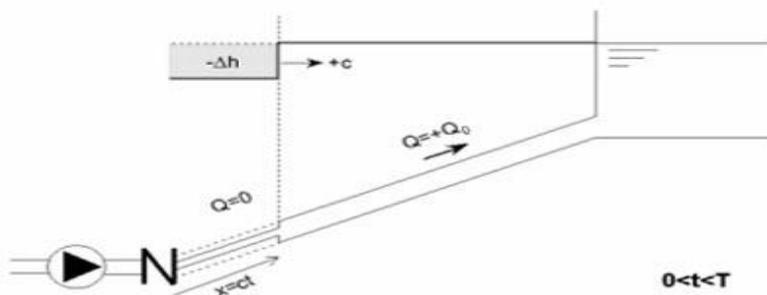
- Fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouvert ;
- Démarrage ou arrêt d'une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

### VI.3.3. Description du phénomène

Lors de l'arrêt d'une ou plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment alors pour éviter que la conduite ne se vide.

A l'aval de la station de pompage, une colonne d'eau a tendance à poursuivre son mouvement tandis que plus aucun débit ne provient de l'amont.

L'eau se comporte alors de manière compressible : une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide et, en conséquence, la contraction de la conduite. Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques « a » jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la dépression ainsi engendrée, soit après temps  $T = L/a$ , ou L est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir.



**Fig.VI.10** : (phase 1 du phénomène ),Contraction de la conduite

Il en résulte que la pression au passage de la conduite dans le réservoir est inférieure à la pression dans le réservoir, ce qui provoque un écoulement en sens inverse. Cette onde se propage

du réservoir vers la station de pompage et atteint la vanne clapet au bout d'un temps  $2T$ , à compter du début du phénomène.

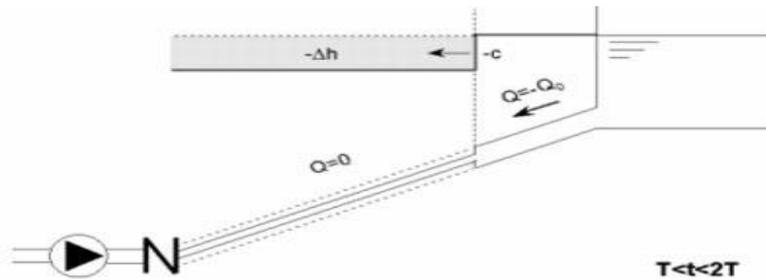


Fig.VI .11 : (phase 2 du phénomène),écoulement au sens inverse

La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide et une distension de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps  $3T$ .

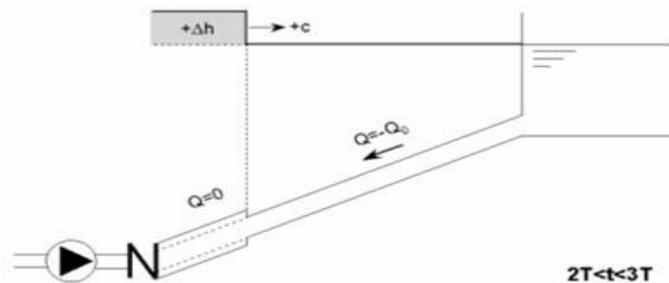


Fig.VI .12: (phase 3 du phénomène) Distension de la conduite

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite : l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propageant vers les pompes.

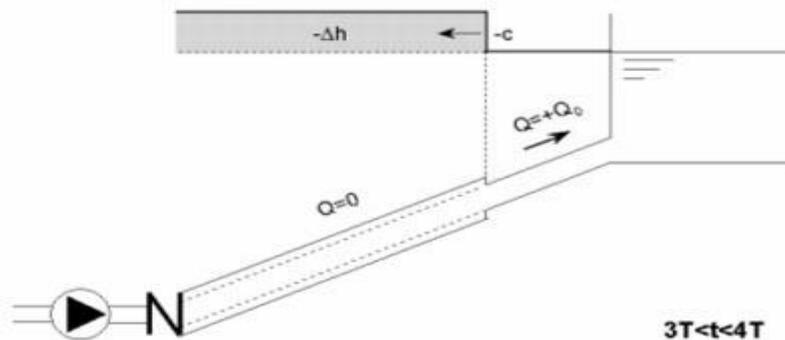


Fig .VI .13 :(phase 4 du phénomène)Retour aux conditions initiales

Au bout du temps  $4T$ , on se retrouve donc dans les conditions initiales : ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.

### VI.3.4. Conséquences du phénomène

Dans les installations actuelles, le phénomène du coup de bélier est accentué par l'utilisation de plus en plus importante d'appareils à fermeture rapide. Ces derniers sont à l'origine d'une forte augmentation du nombre de coup de bélier qui se traduit par :

- Usure rapide des matériels ;
- Emission des bruits ;
- Détérioration des tuyauteries et des fuites aux raccordements.

Il est recommandé d'éviter les coups de bélier qui peuvent provoquer des dégâts extrêmement importants, parfois à retardement. A cet effet des installations doivent être toujours examinées du point de vue protection contre ces derniers.

### VI.3.5. Valeurs numériques du coup de bélier

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans

*TabVI.1 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier*

Tronçon		Caractéristiques des conduites										
		D (mm)	K	E (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	Hg (mm)	h <sub>0</sub> (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	PN (Bar)
Cas de Refoulement	F1-SR1	0,1102	83	0,0074	0,65	61,5	71,5	276,25	18,30	89,80	53,20	10
	F2-SR1	0,97	83	0,014	0,726	85,5	95,5	130,00	9,62	105,12	85,88	16
	PK-SR1	0,25	0,5	0,006	0,87	68,08	78,08	1190,67	105,59	183,67	27,51	25
	SR1-SR2	0,4	0,5	0,006	0,94	193,5	203,5	1095,72	104,99	308,49	98,51	25
	SR2 - R3	0,35	0,5	0,006	0,75	184	194	1124,81	85,99	279,99	108,01	25
	SR3 - R4	0,25	0,5	0,006	0,713	150,7	160,7	1190,67	86,54	247,24	74,16	25
	SR2'-SR4	0,2	0,5	0,006	0,6366	107	117	1228,26	79,71	196,71	37,29	25
	SR4-RP	0,2	0,5	0,006	0,6366	148	158	1228,26	79,71	237,71	78,29	25
Cas gravitaire	R3-SR3	0,22	83	0,014	0,92	50	60	259,96	24,38	84,38	35,62	10
	RP-R6	0,176	83	0,011	0,822	26	36	260,59	21,84	57,84	14,16	10
	R6-R7	0,176	83	0,016	0,65	46	56	300,44	19,91	75,91	36,09	10
	R7-R8	96,8	83	0,007	0,679	62	72	261,65	18,12	90,12	53,88	10

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que le long de la chaîne de refoulement, il existe des surpressions dans les conduites de refoulement. Par conséquent on optera pour la protection au moyen des réservoirs d'air placés auprès de chaque station de reprise (SR1 et SR2) car  $H_s > PNS$ .

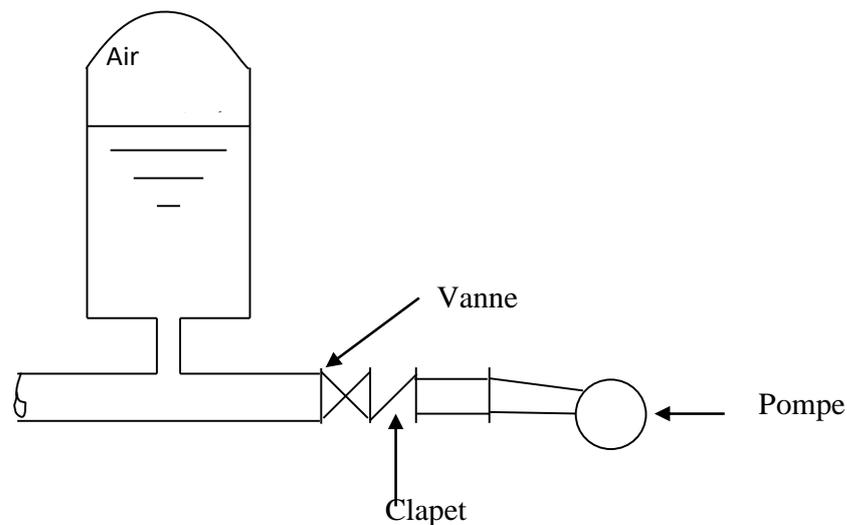
### VI.3.6. Méthode de calcul d'un réservoir d'air

Le calcul d'un réservoir d'air est basé sur la méthode graphique de Bergeron, qui a pour but, la détermination de la surpression et de la dépression maximale dans la conduite.

#### VI.3.6.1.- Principe de fonctionnement [2].

C'est un réservoir cylindrique fermé contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et dans la partie inférieure un certain volume d'eau, couramment appelé réservoir d'air ou réservoir hydropneumatique (**Fig .VI .11**) Ce sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent

Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet à battant percé



**Fig .VI .14 :** Principe de la disposition d'un réservoir d'air (anti-bélier)

Ce réservoir permet l'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe. Le volume d'air contribue à l'équilibre de la pression dans la conduite au point de raccordement. La conduite reliée au réservoir d'air est munie d'une tuyère qui permet l'amortissement du coup de bélier.

Il est en effet essentiel d'introduire dans le système un amortissement, les oscillations dureraient sur une longue période. L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite.

### V.3.6.2.- Principe de calcul [2].

C'est par l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de la dépression et de la surpression maximales dans la conduite après s'être fixées, au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air (volume  $U_0$  d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement

Le premier essai conduira peut être à des valeurs inadmissibles pour la dépression ou pour la surpression, ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles caractéristiques du réservoir, ou de l'étranglement, ou des deux. Cette méthode

nécessitera donc quelques tâtonnements ; mais en fait, ils resteront très limités et la précision sera bonne.

Le principe est le suivant, une fois fixées à priori les dimensions du réservoir d'air et celles de l'étranglement :

➤ Il sera fait application du diagramme de Bergeron où l'on aura toutefois gradué les abscisses selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu de prendre les débits comme il est pratiqué ordinairement. Comme la conduite est supposée présenter un diamètre uniforme, ce n'est là qu'un changement d'appellation.

➤ Les régimes seront considérés à rythmes entiers où  $\Delta t = \frac{2 \times L}{a}$ , en prenant  $\frac{L}{a}$  comme unité de temps.

### VI.3.6.3.Principe de construction de l'épure de Bergeron[2].

Dans notre cas le dispositif utilisé pour l'étranglement est la tuyère, et le volume d'air est fixé  $U_0$ . Sur le diagramme  $H = f(V)$ , le point 1R est donné par l'intersection de la vitesse de  $V_{f0}$  en régime normal et de l'horizontale passant par la valeur de  $Z_0$  (**Fig .VI .15**) telle que :

$$Z_0 = H_0 + 10 \quad (\text{VI .1})$$

Où :

- $H_g$  : Hauteur géométrique,

- $Z_0$  : Pression absolue.

De ce point 1R, on trace la droite  $(a/g)$  et  $(-a/g)$  en tenant compte des échelles horizontales et verticales.

Le point 2P sera déterminé en fixant une vitesse  $V_{f1}$  de telle sorte, qu'après les calculs on trouve une pression  $Z$ .

L'intersection de  $Z$  et  $V_{f1}$  doit couper la droite  $(a/g)$  en un point, sinon on refait le calcul pour une autre vitesse et ainsi de suite.

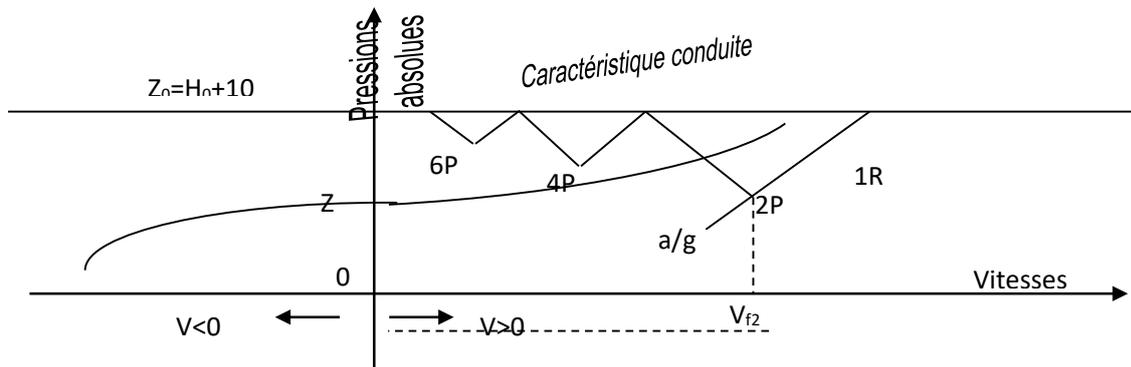


fig .VI .15 : Principe de la construction de l'épure de Bergeron

▪ Principe de calcul du réservoir d'air [11]

1- Les temps se suivent selon les valeurs de  $T = \frac{2 \times L}{a}$  (VI.2)

2- L'augmentation ou la diminution ( $\Delta U$ ) de ce volume est due, à l'eau que le réservoir écoule vers la conduite, au cours du régime transitoire, avec :

$$\Delta U = S \times V_m \times T \quad (\text{VI.3})$$

Où :

- S : Section de la conduite,
- T : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite,
- $V_m$  : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.

3- Le volume d'air U du réservoir sera égal à la fin du premier intervalle T, au volume d'air choisi arbitrairement  $U_0$  au départ, augmenté ou diminué de la quantité trouvée à la colonne précédente  $\Delta U$ .

4- La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de poisson :

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4} \quad (\text{VI.4})$$

Où :

- $\delta_0$  : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal,
- $Z_0$  : Pression absolue,
- $U_0$  : Volume d'air initial,
- U : Volume nouveau de l'air,
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

5- La vitesse dans la tubulure

❖ **Cas de la montée de l'eau :**

A la montée de l'eau. On a un coefficient de débit de 0.92

$$V_1/V_f = D^2/d^2 = K \tag{VI.6}$$

Où :

- $V_1$  = Vitesse dans la tuyère,
- $V_f$  = Vitesse finale choisie,
- $D$  : Diamètre de la conduite,
- $d^2$  : Diamètre de la veine contractée.

Avec :

$$D^2 = 0.92 d \tag{VI.7}$$

-  $d$  : Sera choisi de manière à avoir le rapport :

$$V_1/V_f = K \text{ compris entre 15 et 20} \tag{VI.8}$$

❖ **Cas de la descente de l'eau :**

La tuyère agit comme un ajutage Borda avec un coefficient de 0,5 à la descente de l'eau.

$$V_2/V_f = 2 \times (D/d)^2 \tag{VI.9}$$

Où :

- $V_2$  : Vitesse de l'eau dans la tuyère,
- $V_f$  : Vitesse de l'eau dans la conduite.

**6- Calcul des pertes de charge**

• **Cas de la montée de l'eau :**

$$\Delta h_1 = C \times (V^2/2g) \tag{VI.10}$$

$$C = f(m)$$

Avec :

$$m = (0,92.d)^2/D^2 \tag{VI.11}$$

La valeur de C est lue sur l'abaque (Annexe(9)).

• **Cas de la descente de l'eau :**

$$\Delta h_2 = C' \times (V^2/2g) \tag{VI.12}$$

Avec :

$$C' = f(m)$$

$$m = 1/2 \times (d/D)^2 \tag{VI.13}$$

La valeur de «C'» est lue sur l'abaque (Annexe(9)).

La Perte de charge  $\delta$  est donnée par la formule de Colebroock :

$$\delta = 1.1 \frac{\lambda \times L \times V_f^2}{D \times 2 \times g} \quad \text{pour le PEHD} \quad (\text{VI.14})$$

$$\delta = 1.15 \frac{\lambda \times L \times V_f^2}{D \times 2 \times g} \quad \text{pour l'acier :} \quad , (\text{VI.15})$$

La pression dans la conduite sans pertes de charge :

$$\text{Cas de la montée : } Z - \Delta h_1 - \delta \quad (\text{VI.16})$$

$$\text{Cas de la descente : } Z + \Delta h_2 + \delta \quad (\text{VI.17})$$

## VI.4. Application du calcul pour les différents tronçons

### VI.4.1. Tronçon SR1-SR2

Tronçon	D	K	E	HG	L	JT
SR1-SR2	0,4	0,5	0,006	193,5	3815	8,14

On propose un diamètre de tuyauterie  $d = 100 \text{ mm}$  qui est incorporée dans une tubulure d'un diamètre  $D = 200 \text{ mm}$ .

Les caractéristiques de la tuyère sont :

a) **Montée de l'eau :**

$$\text{On a:} \quad K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 \times d^2)} = \frac{(0,4)^2}{(0,92 \times 0,1)^2} = 18,9$$

Donc,  $K = 19$ . Comprise entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

Par ailleurs :

$$m = \frac{d^2}{D^2} = \frac{(0,92 \times d^2)}{D^2} = \frac{(0,92 \times 0,1)^2}{(0,2)^2} = 0,212$$

D'où  $m = 0,212$

A partir de l'abaque (Annexe (9)), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge "c" dans la tuyère. Ce qui nous donne  $c = 0,57$ .

D'où la perte de charge correspond au cas de la montée de l'eau est :

$$\Delta h_1 = c \times \frac{V_1^2}{2 \times g} = \frac{(0,57)}{2g} \times V_1^2 \Rightarrow \Delta h_1 = 0,57 \frac{V_1^2}{2g}$$

b) **Descente de l'eau :**

On a :

$$\frac{V_2}{V_f} = K' = \frac{2\phi^2}{d^2} = \frac{2(0,4)^2}{(0,1)^2} = 31,98 \approx 32$$

Donc,  $V_2 = K' V_f = 32 \times V_f$

Par ailleurs :

$$m = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{D^2} = \frac{1}{2} \times \frac{(0,1)^2}{(0,2)^2} = 0,13 \Rightarrow m = 0,13$$

A partir de l'abaque (Annexe (9)), on aura la valeur du coefficient de perte de charge  $c' = 0,76$ .

D'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = c' \times \frac{V_2^2}{2 \times g} \Rightarrow \Delta h_2 = 0,76 \frac{V_2^2}{2g}$$

**c) Variation du volume d'air :**

Elle est donnée par :

$$\Delta U = S \cdot \theta \cdot V_m \tag{VI-19}$$

Avec :

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

θ : temps d'un aller-retour de l'onde (s).

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 3815}{1095,72} = 6,96 \text{ s.}$$

$$\Delta U = 0,886 \times V_m \tag{VI-20}$$

Où :

–ΔU : variation du volume d'air (m<sup>3</sup>) ;

–V<sub>m</sub> : Vitesse moyenne dans un intervalle donné (m/s).

**d) Résultats de calcul du réservoir d'air :**

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR1-SR2 en utilisant la méthode de Bergeron, sont donnés dans le **Table VI .2** ci-dessous. L'épure de Bergeron est illustrée par la **Fig .VI .16**

**Table.VI .2 : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR1-SR2**

Simulation
Epure de BERGERON
Oscillogramme
Profil des pressions
Quitter

Données de l'Adduction

Diametre 0,4 m

Débit 0,119 m<sup>3</sup>/s

H géomet 193,5 m

Long. Cond. 3815 m

coef. K 0,5

Epaisseur e 0,006 m

C Haz Will 89,3087192

Résultats

Vitesse 0,94745223 m/s

Section 0,1256 m<sup>2</sup>

Célérité a 1095,72464 m/s

B 105,825357 m

Hmax 299,325357 m

Hmin 87,6746426 m

periode θ 6,96342831 s

Ho 203,5 m

PDC δ 16,7033202 m

a/g 111,694663 s

Données du Réservoir d'air

Volume U<sub>0</sub> 3,91 m<sup>3</sup>

K PDC entr 39,66 Vf<sup>2</sup>

K PDC sort 10,48 Vf<sup>2</sup>

Exposant 1,2

Résultats des variations du volume d'air

Umax 4,8868567 m<sup>3</sup>

Umin 3,87106055 m<sup>3</sup>

Pression de l'air

pres. air Z 1130,93064 /U<sup>Λ</sup>

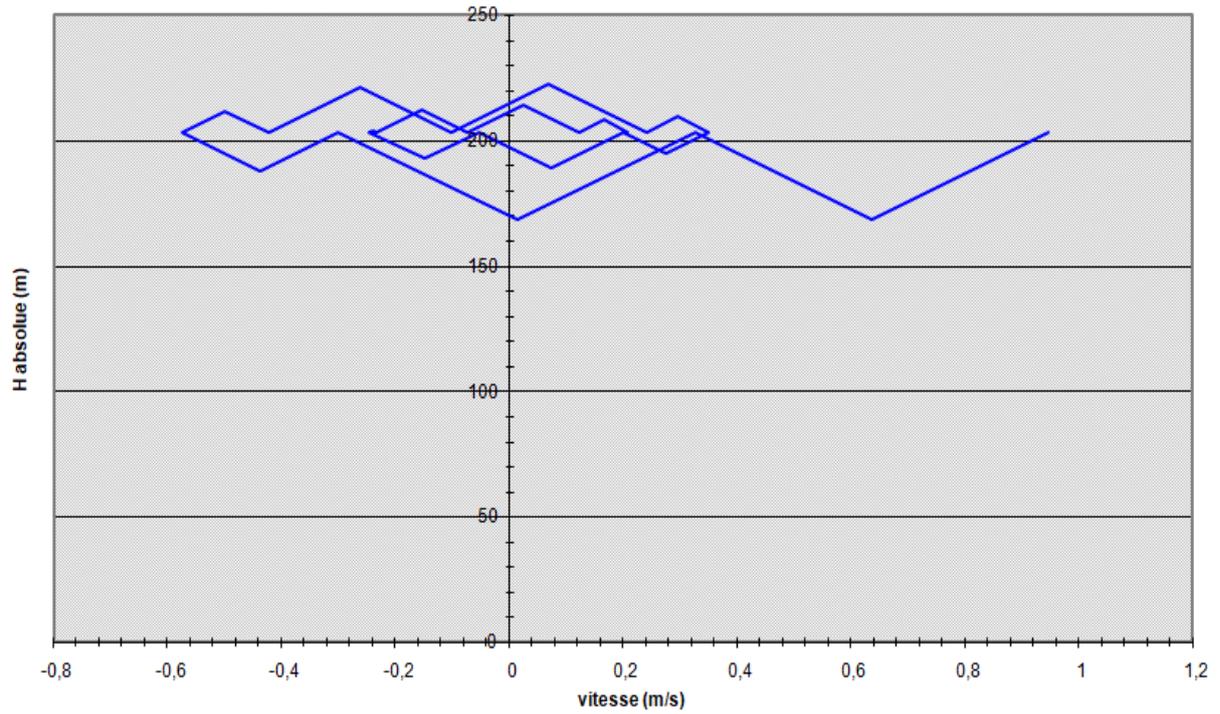
Résultats des pressions

Surpression 19,3162007 m

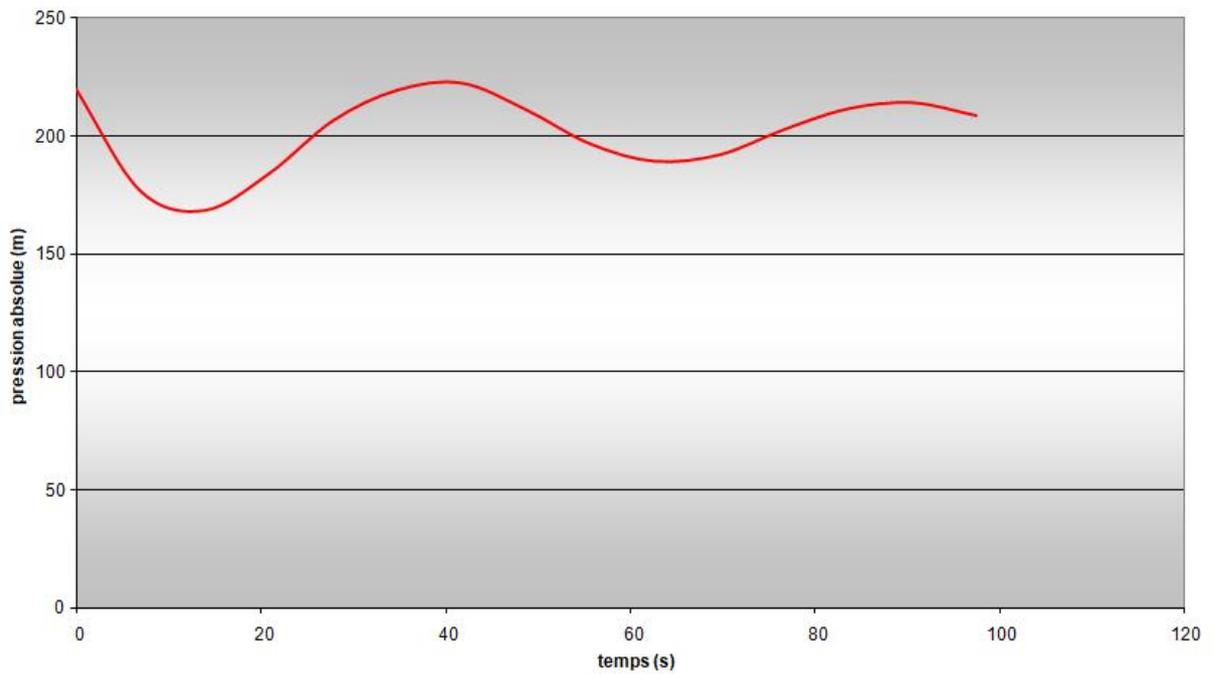
Dépression 35,0014873 m

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	3,91	220,20332	0	220,20332	16,7033202	203,5	0,94745223	0	0	
6,96342831	0,69280755	4,60280755	181,054195	4,2500587	176,804136	8,00309186	168,801044	0,6367932	0,79213621	0,63682019	-2,699E-05
13,9268566	0,28404915	4,8868567	168,50021	0,00169753	168,498513	0,00570393	168,492809	0,01271551	0,32477361	0,01272704	-1,1531E-05
20,8902849	-0,18602641	4,70083029	176,533237	7,61275558	184,145993	4,00361053	188,149603	-0,43813493	-0,21269724	-0,43812152	-1,3409E-05
27,8537132	-0,41008652	4,29074376	196,968544	9,90075631	206,869301	5,10661302	211,975914	-0,49968204	-0,46888112	-0,49964073	-4,1309E-05
34,8171415	-0,33386299	3,95688078	217,076302	2,76033214	219,836634	1,56485549	221,401489	-0,26352569	-0,38172933	-0,26381793	0,00029224
41,7805698	-0,08582023	3,87106055	222,864048	0,04784742	222,816201	0,12557787	222,690623	0,06855922	-0,09812438	0,06756918	0,00099004
48,7439981	0,1583866	4,02944714	212,393595	0,90967493	211,48392	1,91996249	209,563958	0,29466295	0,18109467	0,29462017	4,2787E-05
55,7074264	0,24885617	4,27830332	197,656038	0,78938183	196,866656	1,68365063	195,183006	0,27449157	0,28453498	0,27444498	4,1763E-05
62,6708548	0,15197098	4,4302743	189,548011	0,05595307	189,492058	0,1451607	189,346898	0,07331726	0,17375925	0,07306869	0,00024856
69,6342831	-0,03362111	4,39665319	191,288702	0,89177306	192,180475	0,54964156	192,730116	-0,14981772	-0,03844141	-0,1499515	0,00013378
76,5977114	-0,1705901	4,22606309	200,591627	2,28716043	202,878787	1,31477886	204,193566	-0,24003078	-0,19504781	-0,24014412	0,00011334
83,5611397	-0,17245552	4,05360757	210,875405	0,94323194	211,818636	0,57894961	212,397586	-0,1541614	-0,19718067	-0,15421723	5,583E-05
90,524568	-0,0570685	3,99653907	214,493974	0,0058946	214,488079	0,01806361	214,470016	0,02371283	-0,06525048	0,02371627	-3,4435E-06
97,4879963	0,08268542	4,07922449	209,287285	0,28657817	209,000707	0,65882674	208,34188	0,16527641	0,09454013	0,16536398	-8,7574E-05

L'épure de Bergeron pour le tronçon SR1-SR2 sera représenté ci-dessous Fig .VI .16



La variation de la pression absolue est représentée par la Fig.VI .17:



*Fig.VI .17: Variation de la pression absolue en fonction du temps pour SR1-SR2*

L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire est représenté par la figure ci-dessous Fig. .VI .18

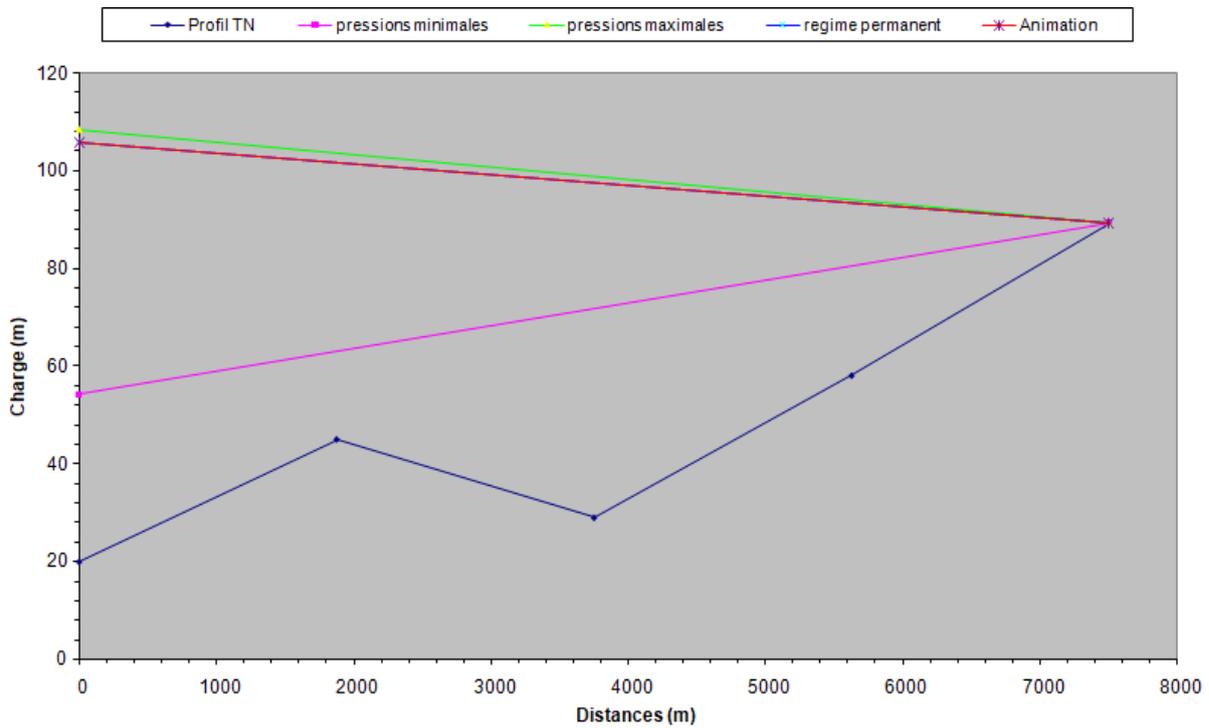


Fig .VI .18: L'enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire

VI.4.2. Tronçon SR2-Djemaâ Saâridj

Tronçon	D	K	E	HG	L	JT
SR2- Djemaâ						
Saâridj	0,35	0,5	0,006	184	1500	2,74

On propose un diamètre de tuyauterie **d= 90 mm** qui est incorporée dans une tubulure d'un diamètre **D=175 mm**.

Les caractéristiques de la tuyère sont :

e) **Montée de l'eau :**

On a: 
$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d'^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 \times d^2)} = \frac{(0,35)^2}{(0,92 \times 0,09)^2} = 17,9$$

Donc, K=18. Comprise entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

Par ailleurs :

$$m = \frac{d^2}{D^2} = \frac{(0,92 \times d^2)}{D^2} = \frac{(0,92 \times 0,09)^2}{(0,175)^2} = 0,476$$

D'où  $m = 0,476$

A partir de l'abaque (Annexe (6)), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge "c" dans la tuyère. Ce qui nous donne  $c = 0,28$

D'où la perte de charge correspond au cas de la montée de l'eau est :

$$\Delta h_1 = c \times \frac{V_1^2}{2 \times g} = \frac{(0,28)}{2g} \times V_1 \Rightarrow \Delta h_1 = 0,28 \frac{V_1^2}{2g}$$

**f) Descente de l'eau :**

On a :

$$\frac{V_2}{V_f} = K' = \frac{2\phi^2}{d^2} = \frac{2(0,35)^2}{(0,09)^2} = 30,2 \approx 30$$

Donc,  $V_2 = K' V_f = 30 \times V_f$

Par ailleurs :

$$m = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{D^2} = \frac{1}{2} \times \frac{(0,09)^2}{(0,175)^2} = 0,132 \Rightarrow m = 0,132$$

A partir de l'abaque (Annexe (6)), on aura la valeur du coefficient de perte de charge  $c' = 0,78$ .  
D'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = c' \times \frac{V_2^2}{2 \times g} \Rightarrow \Delta h_2 = 0,78 \frac{V_2^2}{2g}$$

**g) Variation du volume d'air :** Elle est donnée par :

$$\Delta U = S \cdot \theta \cdot V_m \tag{VI-21}$$

Avec :

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

θ : temps d'un aller-retour de l'onde (s).

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 1500}{1124,81} = 2,67 \text{ s.}$$

$$\Delta U = 6,813 \times V_m \tag{VI-22}$$

Où :

–ΔU : variation du volume d'air (m<sup>3</sup>) ;

–V<sub>m</sub> : Vitesse moyenne dans un intervalle donné (m/s).

h) Résultats de calcul du réservoir d'air :

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR2-Djemaâ Saâridj en utilisant la méthode de Bergeron, sont donnés dans le tableau dans le **Table .VI .3** ci-dessous. L'épure de Bergeron est illustrée par la **Fig .VI .19**

**TableVI .3** : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR2- Djemaâ Saâridj

Simulation
Epure de BERGERON
Oscillogramme
Profil des pressions
Quitter

Données de l'Adduction

Diametre **0,35** m

Débit **0,073** m<sup>3</sup>/s

H géomet **184** m

Long. Cond. **1500** m

coef. K **0,5**

Epaisseur e **0,006** m

C Haz Will **89,3087192**

Résultats

Vitesse **0,75913168** m/s

Section **0,0961625** m<sup>2</sup>

Célérité a **1124,80635** m/s

B **87,0413999** m

Hmax **271,0414** m

Hmin **96,9586001** m

periode θ **2,66712576** s

Ho **194** m

PDC δ **5,09074413** m

a/g **114,659159** s

Données du Réservoir d'air

Volume U<sub>0</sub> **0,891** m<sup>3</sup>

K PDC entr **35,78** Vf<sup>2</sup>

K PDC sort **4,62** Vf<sup>2</sup>

Exposant **1,2**

Résultats des variations du volume d'air

Umax **1,09020333** m<sup>3</sup>

Umin **0,8131237** m<sup>3</sup>

Pression de l'air

pres. air Z **173,342204** /U<sup>Λ</sup>

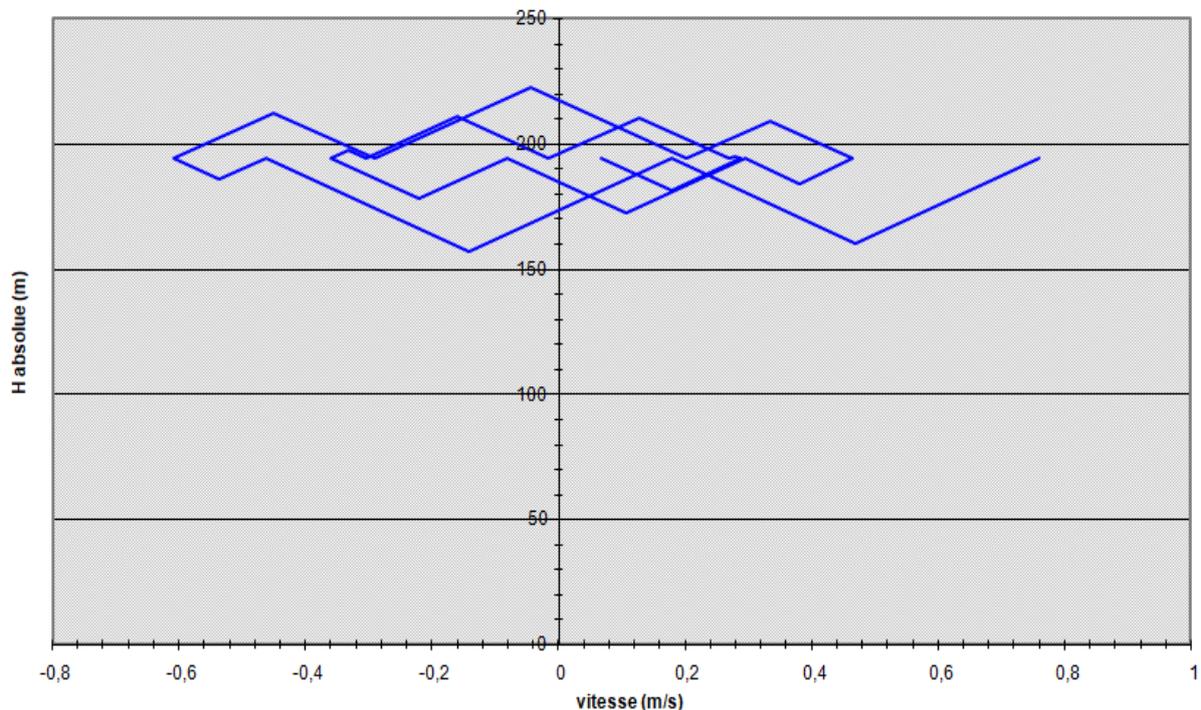
Résultats des pressions

Surpression **28,2587006** m

Dépression **36,9899987** m

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z + Δh + δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,891	199,090744	0	199,090744	5,09074413	194	0,75913168	0	0	
2,66712576	0,1574536	1,0484536	163,774114	1,01485287	162,759261	2,08403381	160,675227	0,46848963	0,61390807	0,46868446	-0,00019483
5,33425153	0,04174973	1,09020333	156,277088	0,73291318	157,010001	0,23163366	157,241635	-0,14274054	0,16278128	-0,1431219	0,00038136
8,00137729	-0,0870917	1,00311163	172,69716	10,2800369	182,977197	2,67220695	185,649404	-0,5361584	-0,33956859	-0,53601528	-0,00014312
10,6685031	-0,12646943	0,8766422	203,010016	7,25149593	210,261512	1,93427842	212,195791	-0,45029353	-0,49310149	-0,45018771	-0,00010582
13,3356288	-0,0635185	0,8131237	222,185837	0,07286326	222,258701	0,02731782	222,286018	-0,04490237	-0,24765723	-0,04512676	0,00022439
16,0027546	0,03691136	0,85003506	210,659043	0,5121839	210,146859	1,10637896	209,04048	0,33296974	0,14391659	0,33295993	9,8074E-06
18,6698803	0,09135785	0,94139291	186,371373	0,66517904	185,706194	1,40934269	184,296852	0,37951929	0,35620223	0,37944452	7,4763E-05
21,3370061	0,06229818	1,00369109	172,577523	0,05225754	172,525265	0,13365385	172,391611	0,10643568	0,24289922	0,10635392	8,1758E-05
24,0041319	-0,01484343	0,98884767	175,690809	1,76500699	177,455816	0,52269725	177,978513	-0,22175333	-0,05787419	-0,2221023	0,00034897
26,6712576	-0,07120396	0,9176437	192,174344	3,97101771	196,145362	1,10750606	197,252868	-0,33311485	-0,27762267	-0,33314304	2,8188E-05
29,3383834	-0,06326335	0,85438035	209,374029	0,91805023	210,292079	0,28534965	210,577429	-0,16016489	-0,2466624	-0,16018176	1,6863E-05
32,0055092	-0,00423578	0,85014457	210,62648	0,07469367	210,551787	0,18605283	210,365734	0,12714894	-0,01651522	0,12715133	-2,3856E-06
34,6726349	0,05201504	0,90215961	196,139137	0,35823367	195,780903	0,7945726	194,986331	0,27848499	0,20280547	0,27845961	2,5381E-05
37,3397607	0,05844999	0,9606096	181,906412	0,14528153	181,761131	0,34449454	181,416636	0,17734145	0,22789521	0,17733082	1,0631E-05

L'épure de Bergeron pour le tronçon SR2- Djemaâ Saâridj sera représenté ci-dessous  
 Fig .VI .19



La variation de la pression absolue est représentée par la Fig .VI .20:

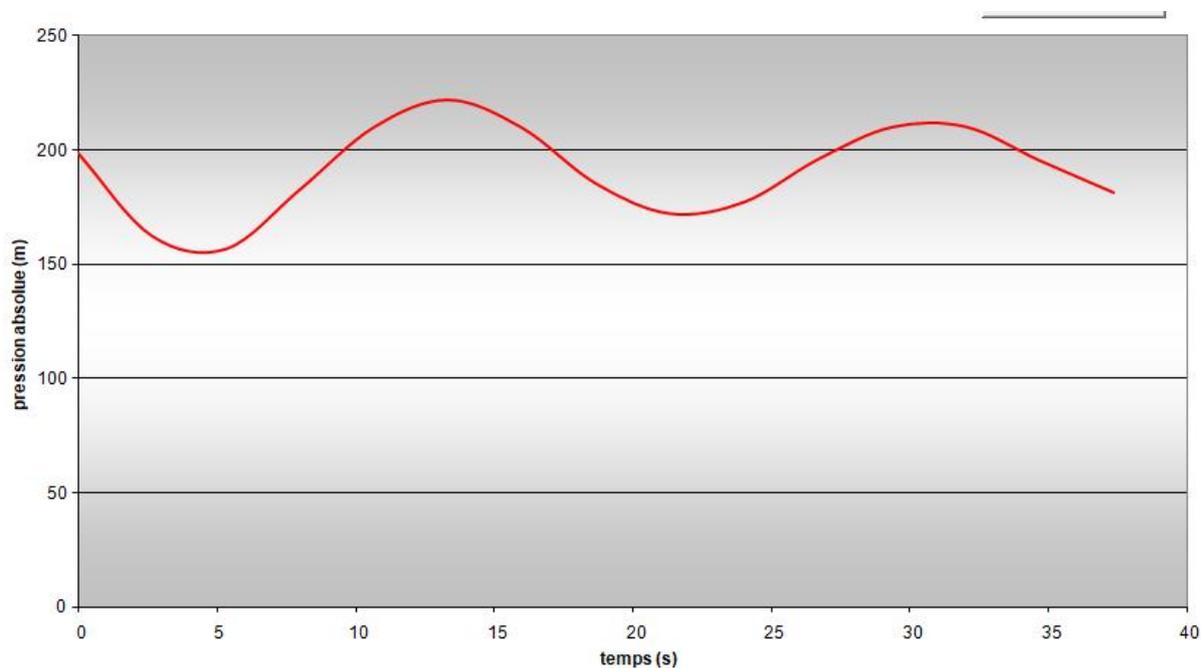
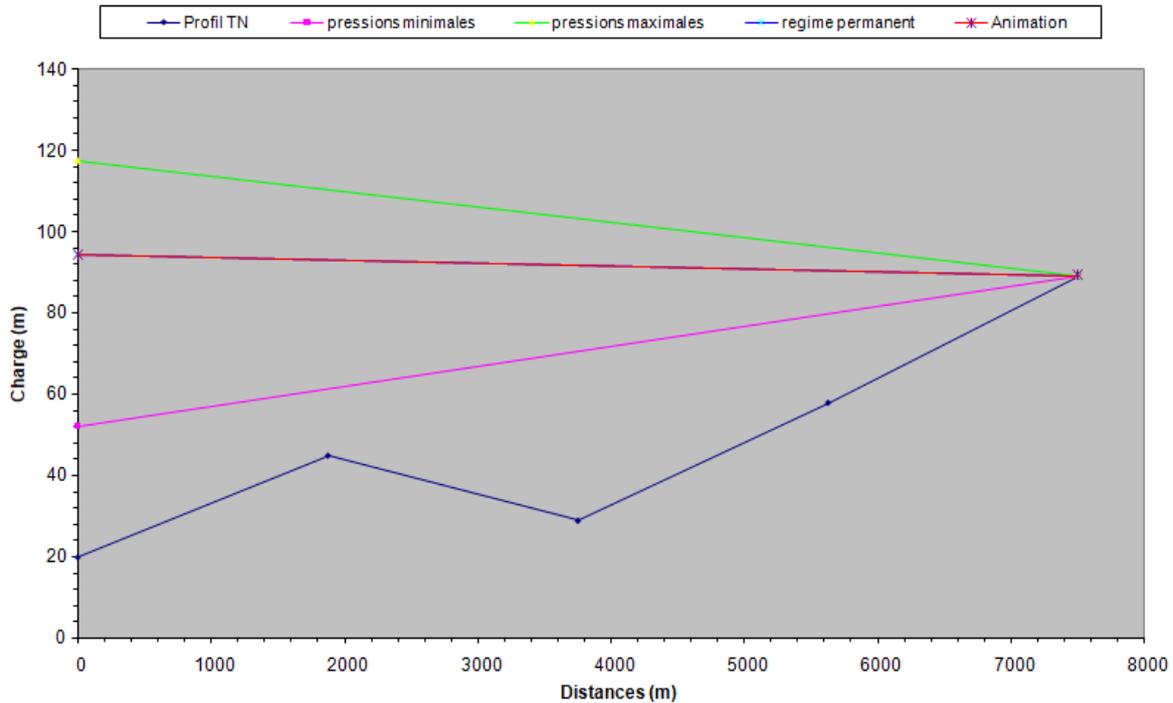


Fig .VI .20: Variation de la pression absolue en fonction du temps pour SR2- Djemaâ Saâridj

L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire est représenté par la figure ci-dessous Fig .VI .21



*Fig .VI .21: L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire*

## Conclusion

A travers ce chapitre, nous nous sommes intéressés à deux parties, qui sont la pose et la protection des conduites.

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'entretiens qui vont augmenter. Une pose convenable permet une stabilité très importante et une durée d'exploitation allongée.

Par ailleurs, la protection des réseaux d'alimentation en eau potable contre le phénomène du coup de bélier est d'une importance considérable. Afin de protéger le réseau étudié, on a opté pour des réservoirs d'air, vu leur large utilisation, peu encombrant, ils trouvent facilement leur place à l'usure d'élévation où ils sont surveillés régulièrement.

# CHAPITRE VII

*ELABORATION D'UN  
SYSTÈME  
D'INFORMATION  
GÉOGRAPHIQUE  
(SIG) POUR LE RÉSEAU  
D'AEP DE LA COMMUNE  
DE MEKLA*

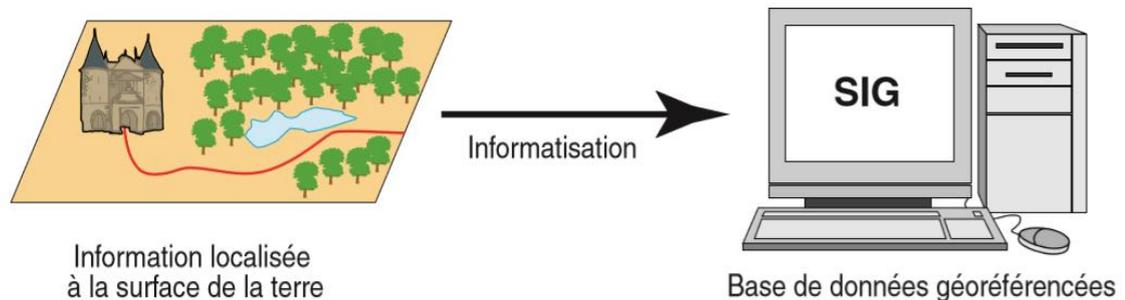
## VII.1. Introduction

Nous commençons ce chapitre par présenter un ensemble de concepts qui nous paraissent importants afin de trouver des pistes qui peuvent nous permettre de comprendre ce que signifient les données géographiques. afin d'atteindre notre objectif qui est d'améliorer l'interaction avec les SIG.

Nous illustrons dans ce chapitre les types de données qui ont été utilisées pour la mise en place du SIG, les étapes d'acquisition de ces données, ainsi que les possibilités offertes par les SIG pour faciliter le traitement des différents types données.

## VII.2. Présentation du système d'information géographique SIG:

### VII.2.1. Définition du SIG :



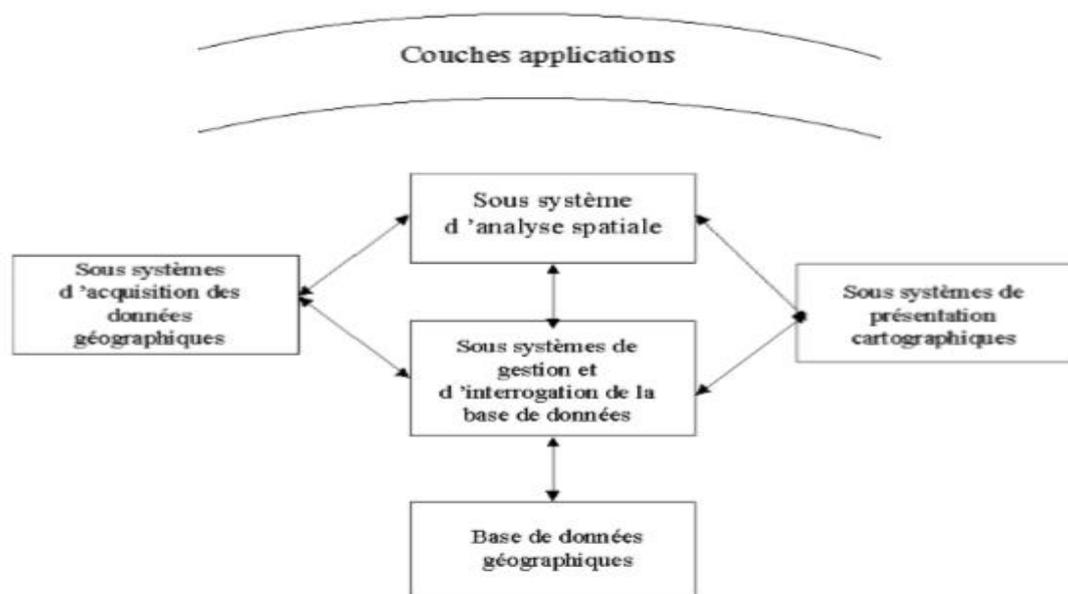
*Fig.VII.1 :Définition du SIG*

Un système d'information géographique (SIG) est un système informatique permettant à partir de diverses sources, de rassembler et organiser, de gérer, d'analyser, de combiner, d'élaborer et de présenter des informations localisées géographiquement. [8]

Un système d'information géographique est aussi un système de gestion de base de données pour la saisie, le stockage, l'extraction, l'interrogation, l'analyse et l'affichage de données localisées.

### VII.2.2. Principales composantes d'un SIG :[9]

La (Fig.VII.2)met en évidence quatre groupes de fonctionnalités au-dessous d'une couche d'applications: l'acquisition des données géographiques d'origines diverses, la gestion pour le stockage et la recherche des données, l'analyse spatiale pour le traitement et l'exploitation et enfin la présentation des résultats sous forme cartographique.



*Fig.VII.2 :Structure d'un SIG*

### VII.2.3 Avantages liés à la mise en place de SIG pour le réseau D'AEP

L'application de SIG à la gestion des réseaux offre des possibilités suivantes [9] :

- Fournir les cartes : qui peuvent être employées pour faciliter la localisation des problèmes et des équipements. Les cartes peuvent également permettre d'avoir des informations relatives à l'état d'entretien passé et actuel des éléments du réseau dans n'importe quel secteur, mais il faut que ces informations soient disponibles. Ces cartes peuvent être imprimées et mises à la disposition des équipes d'intervention pour faciliter leur travail.

- Fournir l'analyse de réseau et la possibilité d'effectuer des tracés qui peut être employée pour trouver d'autres équipements reliés. On peut par exemple exécuter un tracé de l'eau au niveau d'une portion du réseau pour identifier la (ou les) valves qui doit être fermée pour isoler un problème (une fuite, par exemple).

- Les SIG peuvent être utilisés pour identifier les équipements hydrauliques qui desservent un endroit choisi.

- Les SIG peuvent être employés pour conduire des équipages aux endroits de travail et pour réduire le temps de déplacement. Des SIG peuvent être utilisés pour faciliter en programmant et en assignant le travail d'entretien aux équipages qui sont dans un secteur spécifique.

### VII.3. Données et méthodologie

Le premier aspect auquel on pense quand on évoque la notion de logiciel de système d'information géographique est celui de manipuler les données. Dès lors, un certain nombre de questions se posent : Comment l'information contenue dans une carte peut-elle être stockée dans un ordinateur? Quelles sont les données traitées par le SIG ? La section suivante apporte les réponses aux différentes questions posées et met le point sur les modes d'acquisition de données dans un SIG.

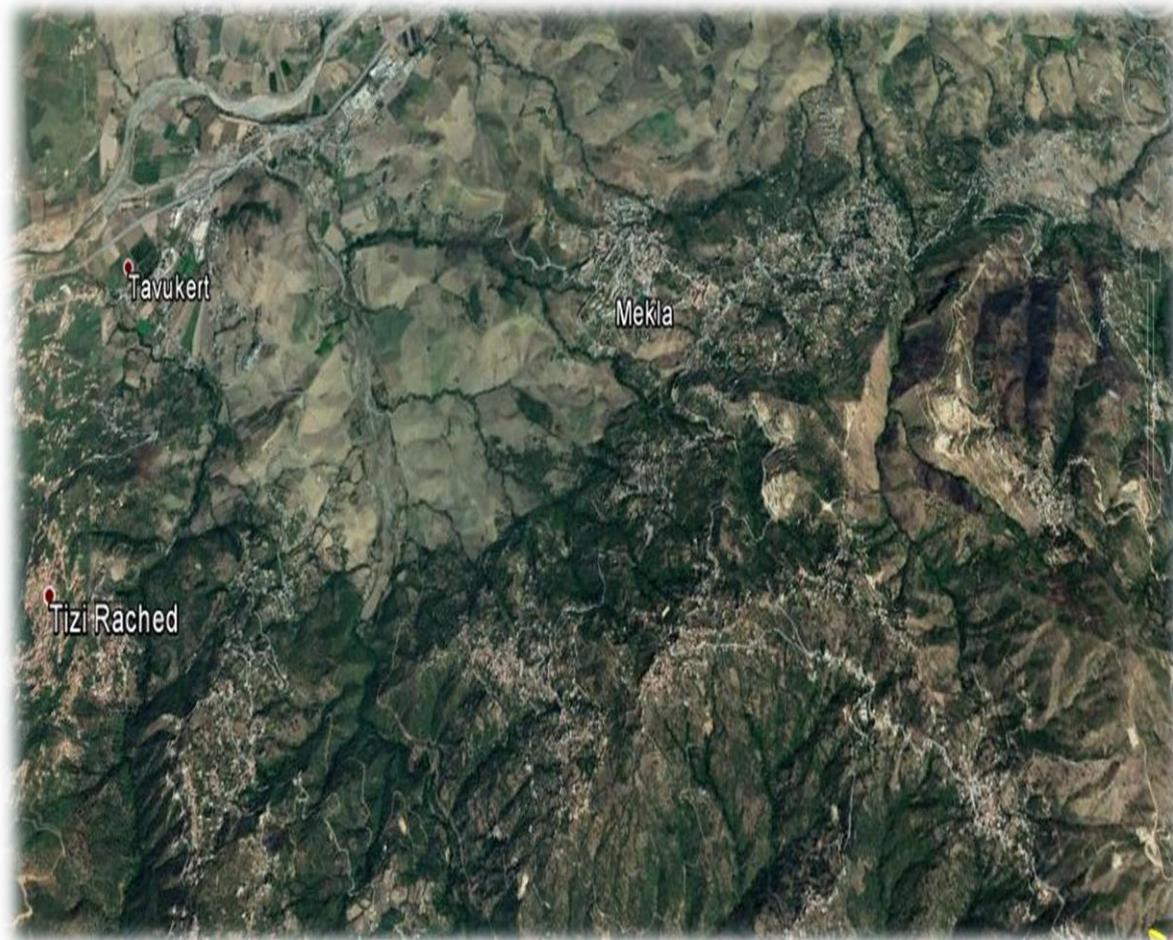
### VII.3.1. Les données requises et leur mode d'acquisition

Dans la pratique, les données géographiques proviennent de sources différentes ils ont des modes d'acquisition différents, ils sont issus de médias différents, on dit qu'elles sont multi sources. Certaines données sont directement mesurées sur le terrain (levés topographiques) ou captées à distance (système de positionnement Global GPS, photos aériennes, images satellitaires), ou saisies à partir de cartes ou de plans existants.

Pour l'élaboration d'un Système d'Information Géographique dans notre cas pour dimensionner notre réseaux d AEP il est préférable de utiliser le logiciel MapInfo professionnel 8 (version française).

### VII.3.2. préparation d'une carte pour la représentation de la chaine d'adduction :

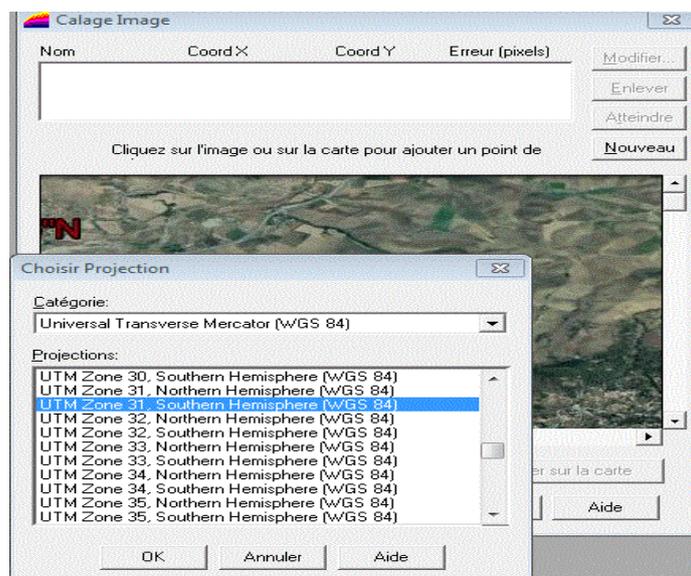
Pour mieux représentée notre travaille on utilise plusieurs photos obtenue sur Google Earth avec le même zoom, ces photo doit contenir les coordonnée des quatre points éloignée dans le but de créé une seul carte bien précisé.



*Fig.VII.3 :photo satellite obtenu à l'aide de Google Earth de l'emplacement du site .*

### VII.3. 3. Calage des cartes rasters :

Pour permettre l'affichage correct d'une image raster importée sur MapInfo, il faut la caler (indiquer ses coordonnées dans notre cas on prend les coordonnais en « Universal Transverse Mercator (WGS84)» (UMT) zone 31 Southern Hémisphère, après avoir choisi le format du fichier Imager Rester dans la boite de dialogue 'ouvrir, le système affiche la boite de dialogue calage de l'Image permettant d'enregistre les coordonnées correctes. Une fois calée, le fichier tab correspondra a l'image au-dessus.



*Fig.VII.4:calagede carte raster*

### VII.3.4. Création des tables :

Le but essentiel attendu d'un SIG est de réaliser une base d'information fiable et organisée en plusieurs couches superposables en forme de fenêtre carte, c'est pour cela qu'il faut accorder une particulière attention lors de la définition de la structure des tables de la base de données, en fonction des ressources et des données gérées. Les structures des tables sont représentées ci-dessous :

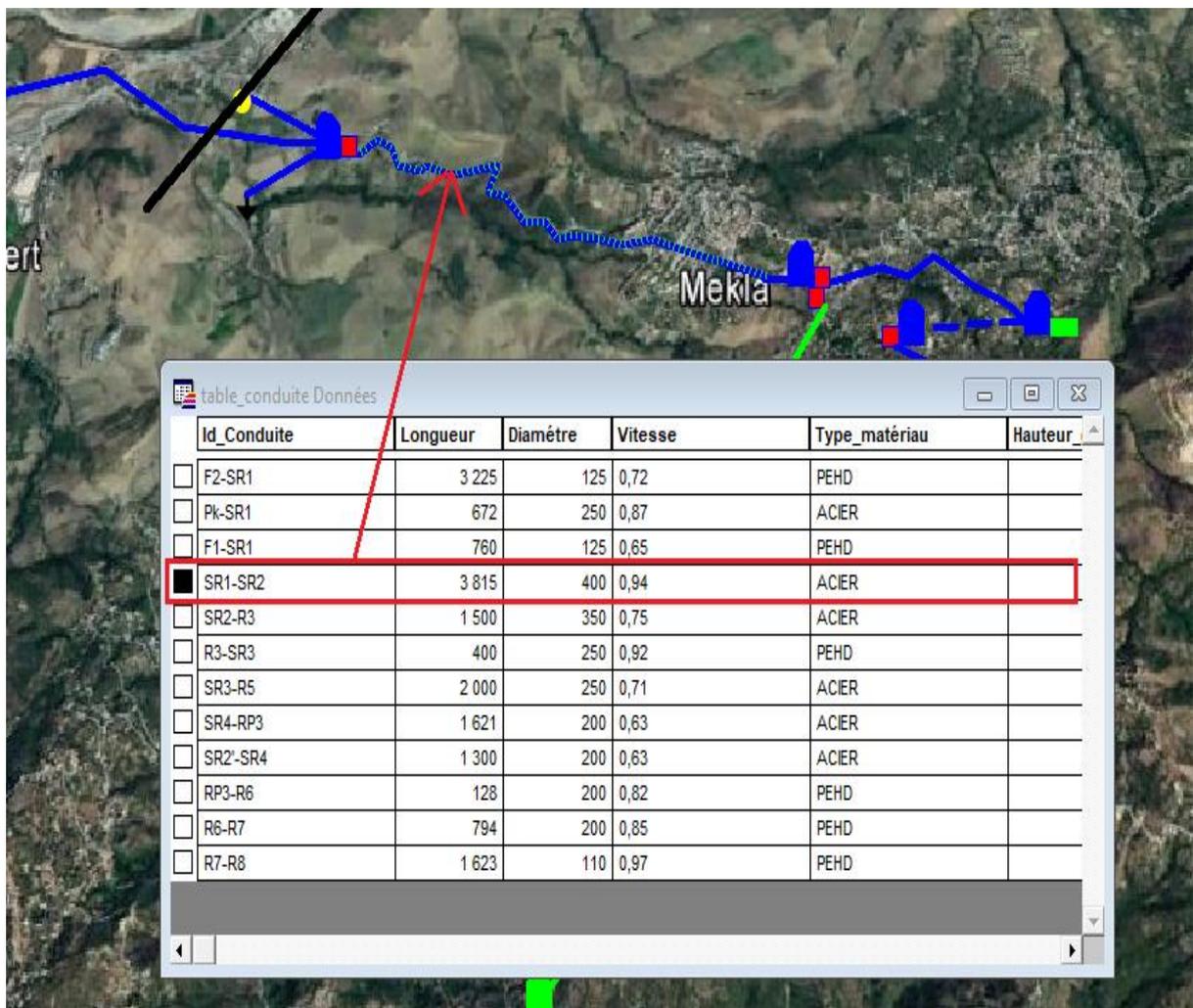
*Tab.VII.1 structures des tables*

Table conduite	Table Nœud	Table réservoir	Table station de pompage
ID_ Conduite,	ID _ nœud,	ID _ réservoir,	ID _ station _ de _ pompage,
Longueur _ m,	Altitude _ nœud _ m,	Localisation,	Altitude _ m,
Diamètre _ mm,	Longitude,	Cote _ radié _ m,	HMT _ m,
Vitesse _ m/s,	Latitude.	Cote _ trop _ plein _ m,	Débit _ l/s
Type _ matériau,		Hauteur _ m	Longitude,
Hauteur géométrique,		Capacité _ m <sup>3</sup> ,	Latitude.
Observation.		Longitude,	
		Latitude.	
		Observation.	

### VII.4. Chargement de la base de données

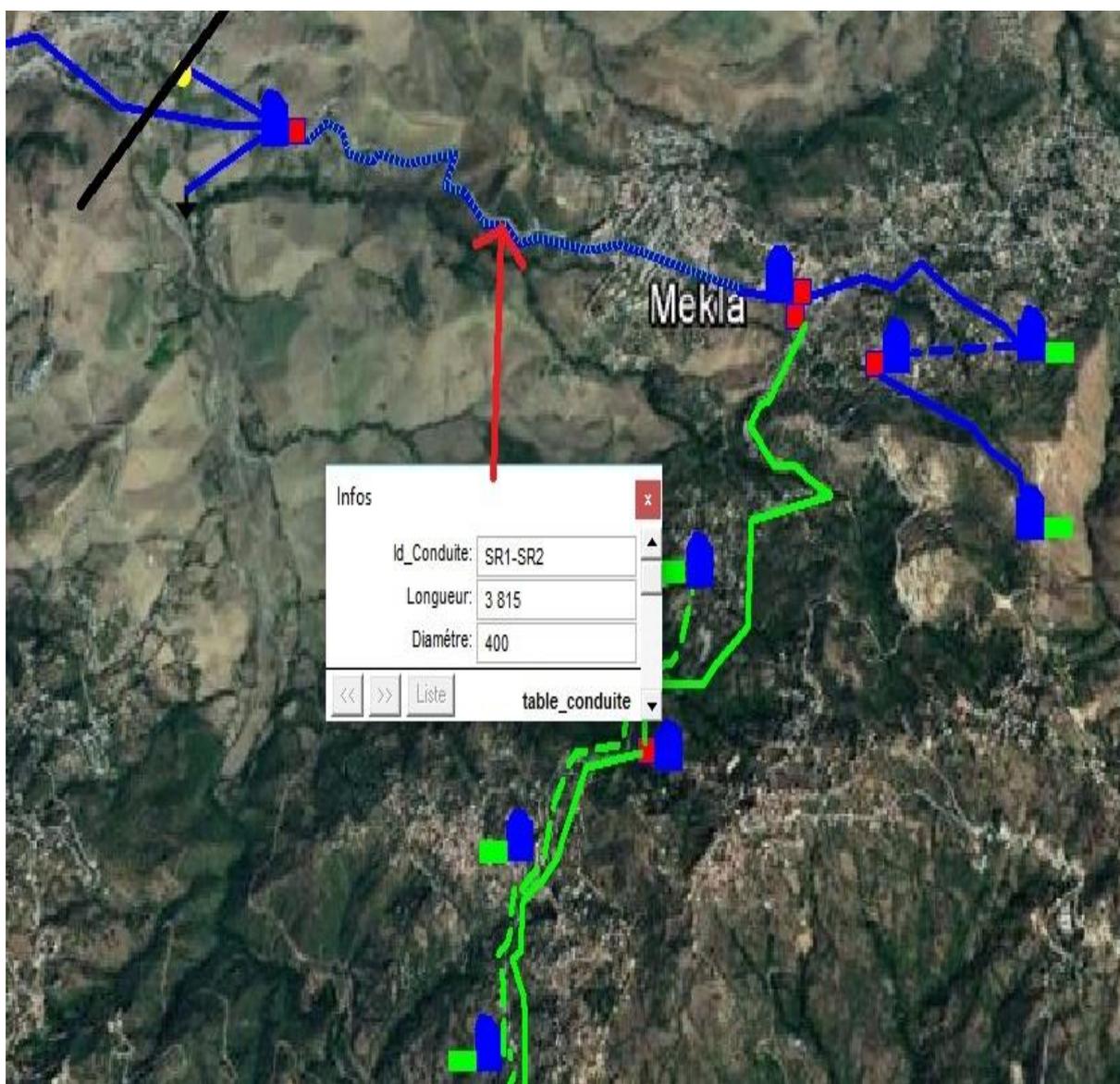
Un SIG établit un lien entre des entités géographiques (on parle également d'entités localisées) représentées sur une carte et les informations, ou attributs, qui les décrivent. Ce lien permet en effet, d'accéder aux attributs de n'importe quelle entité représentée ou de localiser une entité sur une carte à partir de ses attributs.

Pour introduire des données qui concernent la table, On clique sur « Fenêtre → données », un tableau s'affiche (**Fig.VII.5**), contenant les champs introduit lors de la création de la table. On peut recharger ainsi la base de données en introduisant les informations souhaitées dans le tableau



**Fig.VII.5 :**Chargement de la base de données

Après avoir fini la numérisation et le chargement de la base de données, on enregistre. On peut vérifier la base de données en utilisant le bouton «i »de la barre d'outils général **Fig.VII.6**



*Fig.VII.6 :Affichage des données*

Si dans le tableau de données de la table il ya des lignes en gris (vides), il suffit de cliquer : Table → Gestion table → Compacter table (pour éliminer les vides) (**Fig.VII.7**). Sélectionner la table à compacter, puis choisir « compacter les deux », et valider Ok

## CHAPITRE VII : Elaboration d'un SIG pour le réseau d'AEP de la commune de Mekla

Id_Reservoir	Localisation	Cote_radier_m	Cote_trop_plein_l	Longitude	Latitude	observation	Capacité_m3	Hauteur_m
<input type="checkbox"/> R1	CHAIB	183	2	36,6995	4,23878	/	400	3
<input type="checkbox"/> F2	Oued sebaou	91	6	36,7052	4,2159	/	/	3
<input type="checkbox"/> F1	Oued Rabta	115	6	36,6977	4,23357	/	/	3
<input type="checkbox"/> R2	MEKLA	377	2	36,6875	4,26337	/	800	3
<input type="checkbox"/> TR	Djemaah saharidj	511	3	36,6834	4,2688	/	700	4
<input type="checkbox"/> R3	Djemaah saharidj	561	2	36,6822	4,27584	/	1000	4
<input type="checkbox"/> R5	Ait moussa et mansour	661	3	36,6756	4,27424	/	650	3
<input type="checkbox"/> R8	Tigrine	469	3	36,6781	4,25528	/	250	3
<input type="checkbox"/> R7	Taurirte Aden	569	2	36,67	4,24517	/	350	4
<input type="checkbox"/> R6	Talouine	607	2	36,6627	4,24174	/	250	3
<input type="checkbox"/> RP3	Talouine	632	3	36,658	4,24125	/	450	4
<input type="checkbox"/>								
<input type="checkbox"/>								

Id_Reservoir	Localisation	Cote_radier_m	Cote_trop_plein_l	Longitude	Latitude	observation	Capacité_m3	Hauteur_m
<input type="checkbox"/> R1	CHAIB	183	2	36,6995	4,23878	/	400	3
<input type="checkbox"/> F2	Oued sebaou	91	6	36,7052	4,2159	/	/	3
<input type="checkbox"/> F1	Oued Rabta	115	6	36,6977	4,23357	/	/	3
<input type="checkbox"/> R2	MEKLA	377	2	36,6875	4,26337	/	500+300	3
<input type="checkbox"/> TR	Djemaah saharidj	511	3	36,6834	4,2688	/	700	4
<input type="checkbox"/> R3	Djemaah saharidj	561	2	36,6822	4,27584	/	1000	4
<input type="checkbox"/> R5	Ait moussa et mansour	661	3	36,6756	4,27424	/	500+150	3
<input type="checkbox"/> R8	Tigrine	469	3	36,6781	4,25528	/	100+150	3
<input type="checkbox"/> R7	Taurirte Aden	569	2	36,67	4,24517	/	100+250	4
<input type="checkbox"/> R6	Talouine	607	2	36,6627	4,24174	/	150+100	3
<input type="checkbox"/> RP3	Talouine	632	3	36,658	4,24125	/	450	4

*Fig.VII.7 : Compactage d'une table*

### VII.5. La vectorisation du réseau d'AEP sur MapInfo :

La vectorisation du réseau consiste à attribuer aux données spéciales des données alphanumériques. Les données spatiales représentent des objets géographiques associés à leurs localisations dans le monde réel. Les objets géographiques sont représentés sur les cartes par des points (nœuds), des lignes (conduites), des objets (réservoir, captage, station de pompage ...ect). Les données attributaires décrivent des propriétés particulières des objets géographiques.

## CHAPITRE VII : Elaboration d'un SIG pour le réseau d'AEP de la commune de Mekla

MapInfo Professional - [table\_reservoir Données]

Fichier Edition Outils Objets Sélection Table Options Données Fenêtre Aide

Id_Reservoir	Localisation	Cote_radier_m	Cote_trop_plein_l	Longitude	Latitude	observation	Capacité_m3	Hauteur_m
<input type="checkbox"/> R1	CHAIB	183	2	36,6995	4,23878	/	400	3
<input type="checkbox"/> F2	Oued sebaou	91	6	36,7052	4,2159	/	/	3
<input type="checkbox"/> F1	Oued Rabta	115	6	36,6977	4,23357	/	/	3
<input type="checkbox"/> R2	MEKLA	377	2	36,6875	4,26337	/	800	3
<input type="checkbox"/> TR	Djemaah saharidj	511	3	36,6834	4,2688	/	700	4
<input type="checkbox"/> R3	Djemaah saharidj	561	2	36,6822	4,27584	/	1000	4
<input type="checkbox"/> R5	Ait moussa et mansour	661	3	36,6756	4,27424	/	650	3
<input type="checkbox"/> R8	Tigrine	469	3	36,6781	4,25528	/	250	3
<input type="checkbox"/> R7	Taurirte Aden	569	2	36,67	4,24517	/	350	4
<input type="checkbox"/> R6	Talouine	607	2	36,6627	4,24174	/	250	3
<input type="checkbox"/> RP3	Talouine	632	3	36,658	4,24125	/	450	4

MapInfo Professional - [table\_conduite Données]

Fichier Edition Outils Objets Sélection Table Options Données Fenêtre Aide

Id_Conduite	Longueur	Diamètre	Vitesse	Type_matériau	Hauteur_geometrique	Observation
<input type="checkbox"/> F2-SR1	3 225	125	0,72	PEHD	85	
<input type="checkbox"/> Pk-SR1	672	250	0,87	ACIER	68	/
<input type="checkbox"/> F1-SR1	760	125	0,65	PEHD	61	/
<input type="checkbox"/> SR1-SR2	3 815	400	0,94	ACIER	193	/
<input type="checkbox"/> SR2-R3	1 500	350	0,75	ACIER	184	/
<input type="checkbox"/> R3-SR3	400	250	0,92	PEHD	50	/
<input type="checkbox"/> SR3-R5	2 000	250	0,71	ACIER	150	/
<input type="checkbox"/> SR4-RP3	1 621	200	0,63	ACIER	148	/
<input type="checkbox"/> SR2'-SR4	1 300	200	0,63	ACIER	107	/
<input type="checkbox"/> RP3-R6	128	200	0,82	PEHD	26	/
<input type="checkbox"/> R6-R7	794	200	0,85	PEHD	46	/
<input type="checkbox"/> R7-R8	1 623	110	0,97	PEHD	62	/

MapInfo Professional - [Table\_stp Données]

Fichier Edition Outils Objets Sélection Table Options Données Fenêtre Aide

Id_station_de_pompage	Altitude_m	HMT_m	Débit	Longitude	Latitude
<input type="checkbox"/> SR1	183,5	199	119	36,699	4,23987
<input type="checkbox"/> SR2	377	186	73	36,6868	4,26446
<input type="checkbox"/> SR3	511	154	35	36,6832	4,26758
<input type="checkbox"/> SR2'	377	110	20	36,686	4,26393
<input type="checkbox"/> SR4	484	151	20	36,6718	4,25245

MapInfo Professional - [Table\_noeud Données]

Fichier Edition Outils Objets Sélection Table Options Donné

	Id_noeud	Altitude_noeud_	Longitude	Latitude
<input type="checkbox"/>	Piquage	115,42	36,7028	4,23461

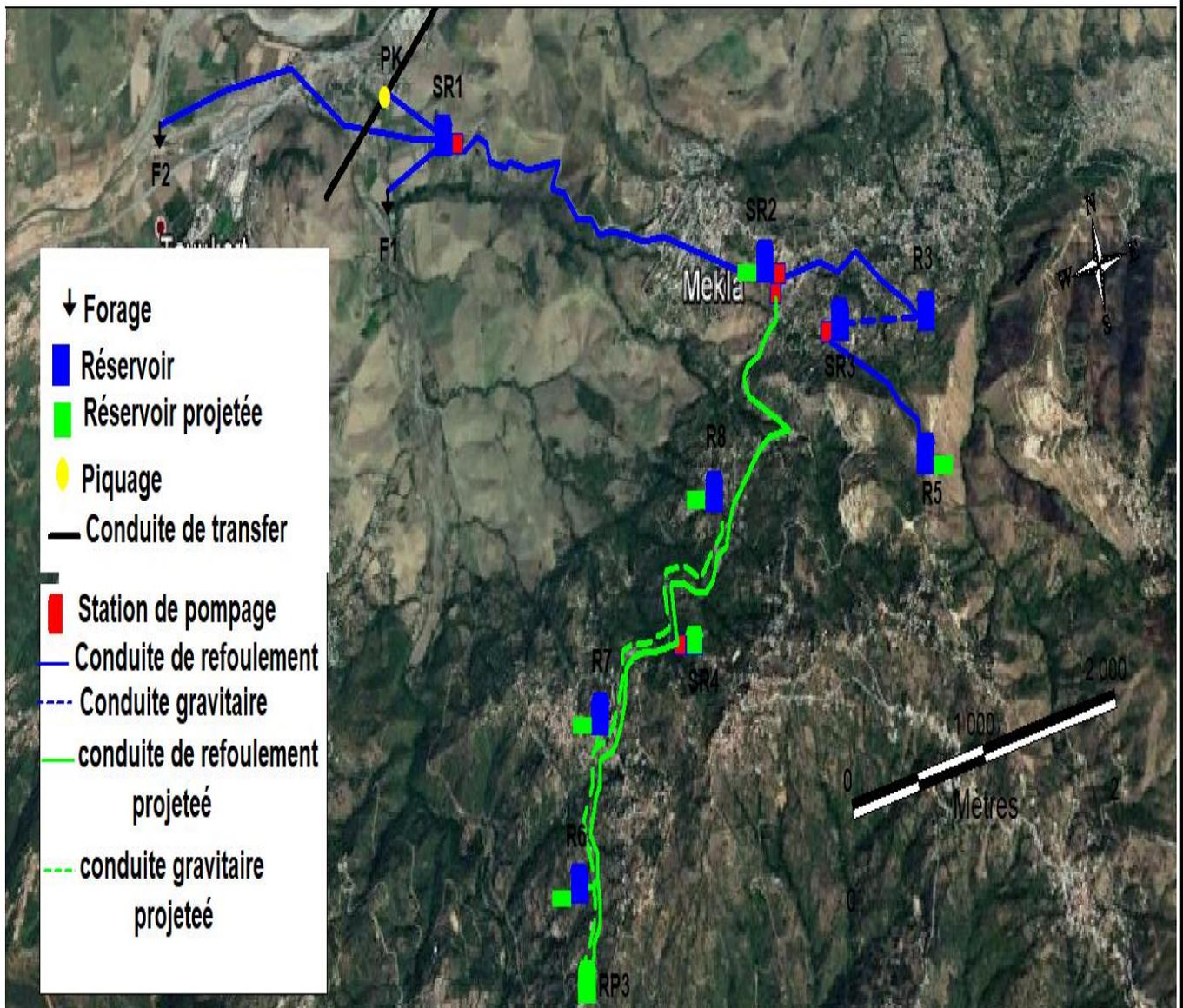


Fig.VII.8 : Résultats de la vectorisation du renforcement de la zone d'étude

## VII.6. Requêtes SQL :

Une requête **SQL** est une opération d'interrogation réalisée sur une partie d'une base de données. MapInfo simplifie le recours aux requêtes SQL (Structured Query Language) en proposant des interfaces graphiques assez commodes pour interroger la base de données géographiques. Une requête SQL produit une table qui va contenir la, ou les réponses, à la question posée. Les questions posées aux bases de données SIG peuvent porter aussi bien sur le niveau attributaire que géographique des objets.

Dans MapInfo, les connections SQL sont définies à partir d'une instruction SQL de type `SELECT ..... FROM ....WHERE.....` dont le résultat (les enregistrements sélectionnés) devient une table MapInfo temporaire.

### VII.6.1. Analyse thématique :

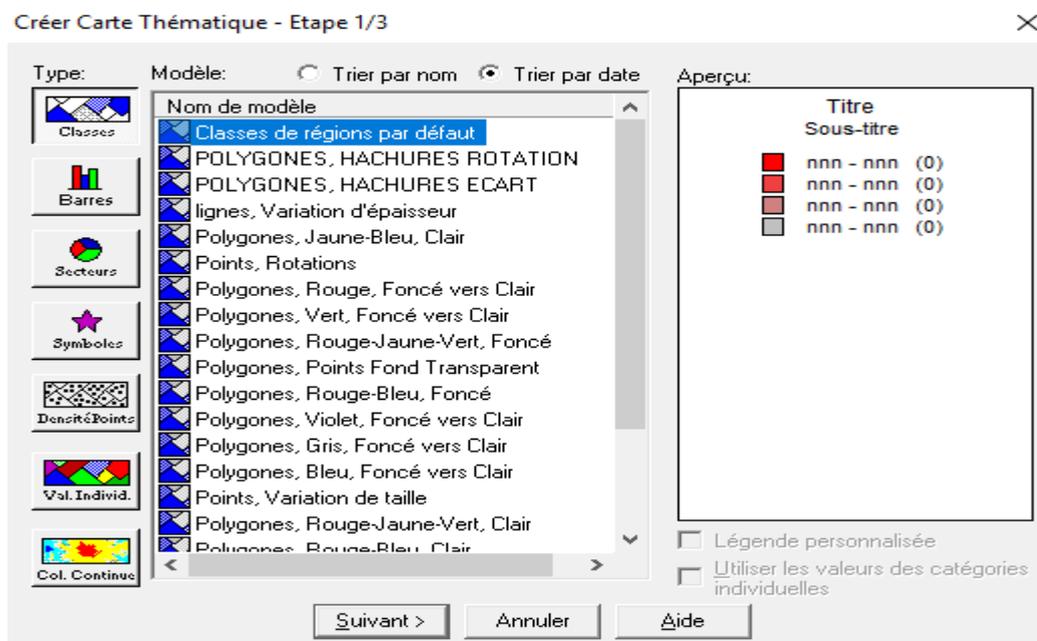
L'un des principaux atouts d'un SIG est la conception de carte thématique. L'analyse thématique se fait sur un champ de type numérique.

Dans MapInfo, il faut Cliquer sur le menu **Carte** et sélectionner **Analyse thématique** ou sur le bouton « F9 » du clavier.

Une boîte de dialogue s'ouvre, elle se répartit en 3 étapes.

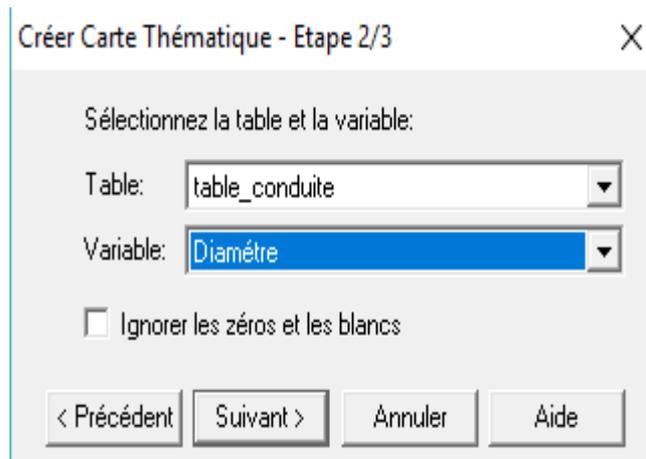
Etape 1 : Choix d'analyse

Dans la première étape, MapInfo nous demande de sélectionner quel type de carte thématique qu'on veut concevoir (**Fig.VII.9**). on a le choix entre plusieurs types de cartes thématiques fournies par MapInfo on prend « classe de région par défaut »



*Fig.VII.9* Analyse thématique : 1ère étape : Choix du type d'analyse

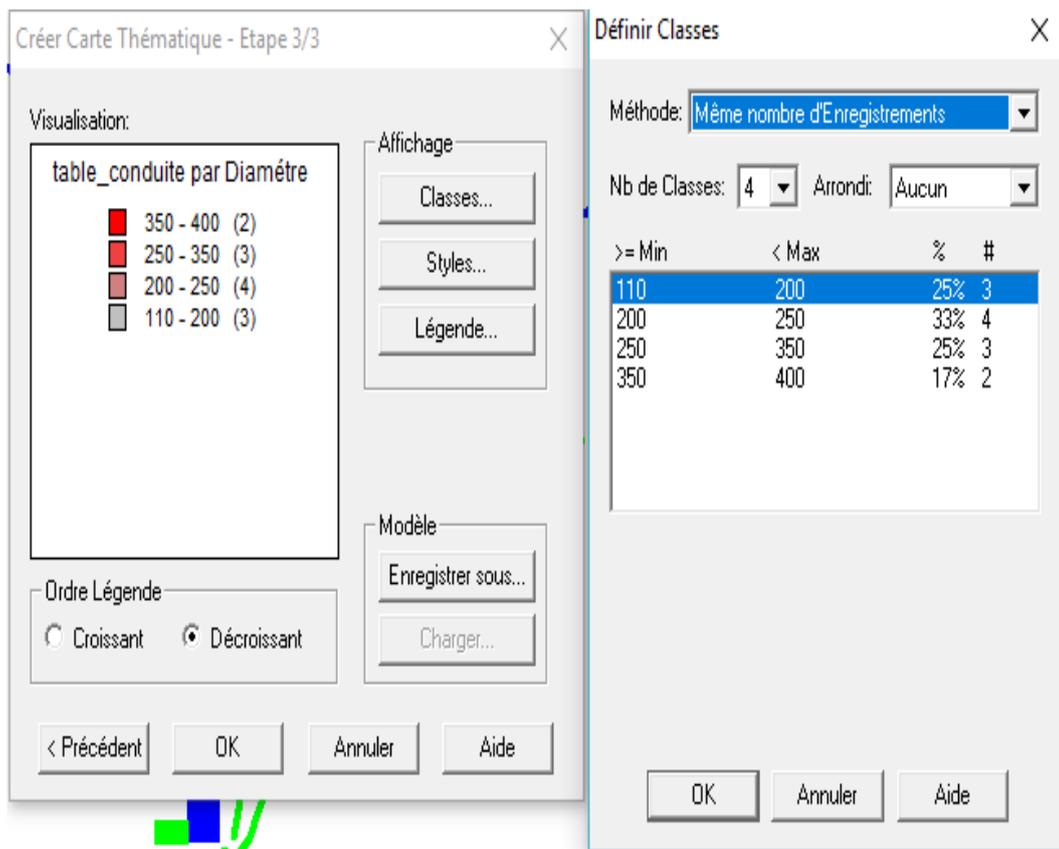
Etape 2 : Dans la seconde étape, nous choisirons la table et les variables à utiliser **Fig.VII.10**



**Fig.VII.10** Analyse thématique : 2ème étape : Choix de la table et de la variable

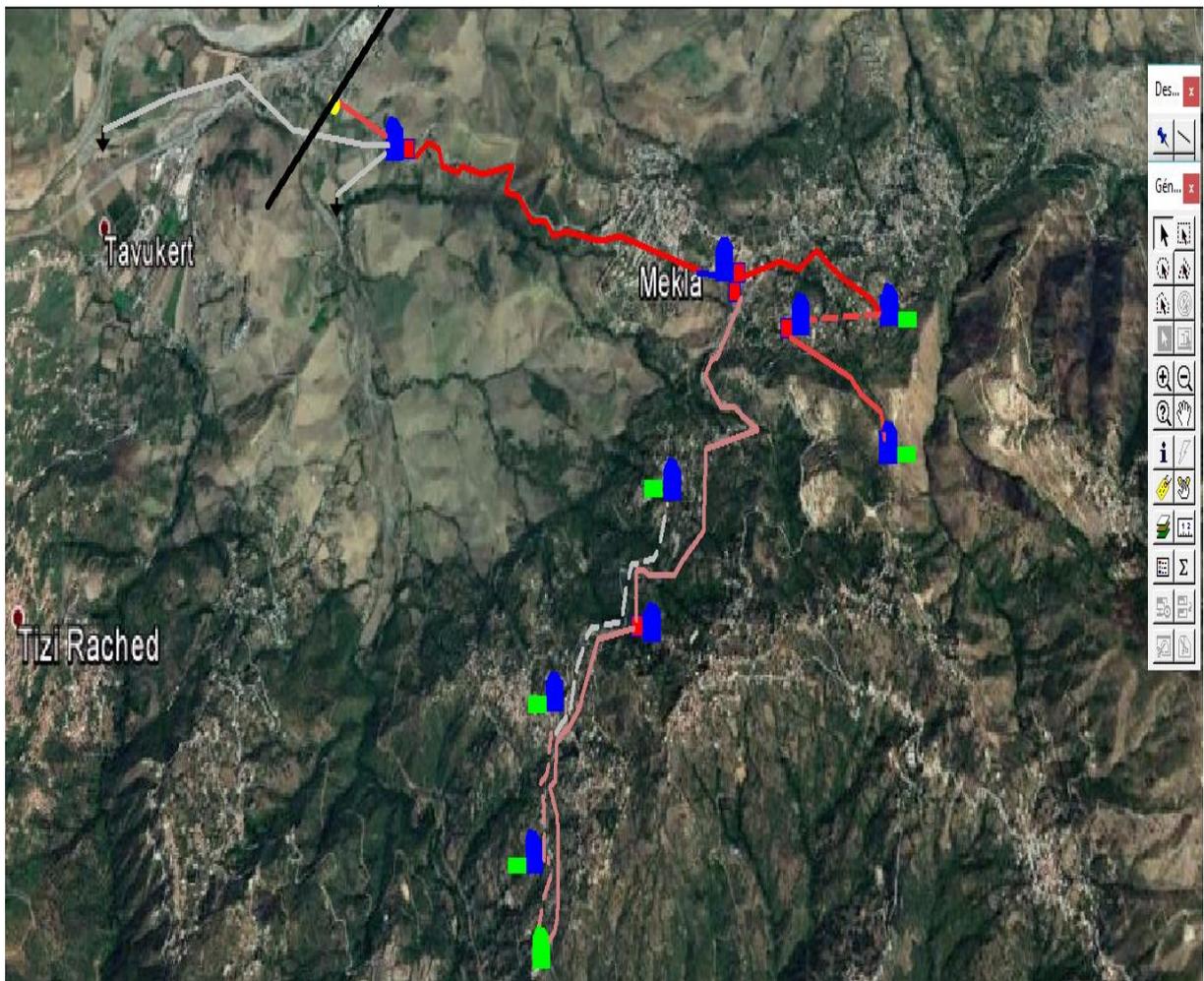
Etape 3 : Visualisation

Enfin, dans la dernière étape, nous avons la possibilité de modifier l'apparence de la thématique, par le choix des couleurs, ou des noms à afficher dans la légende (**Fig.VII.11**).



**Fig.VII.11** donne les résultats de l'analyse thématique : la carte thématique

La **Fig.VII.12** donne le résultat de l'analyse thématique : la carte thématique.



**Fig.VII.12:** Schéma d'adduction après l'analyse thématique

### VII.6.2 Procédure d'utilisation de la sélection SQL

La procédure générale d'utilisation de la sélection **SQL** est donnée dans la **Fig.VII.13**:

1. On ouvre la table sur laquelle on veut effectuer une sélection (table source)
2. ensuite on sélectionne « Sélection » → Sélection SQL.
3. enfin on se renseigne sur les zones de la boîte de dialogue « Sélection SQL » correspondant à nos besoins

Sélection SQL

Colonnes: \*

Tables: table\_conduite

Critères: Type\_materiau="PEHD"

Grouper par Colonnes:

Trier par Colonnes:

Résultat dans Table: Selection

Afficher les données résultat

OK Annuler Effacer Vérifier Aide

Tables Colonne Opérateurs Agréger Fonctions

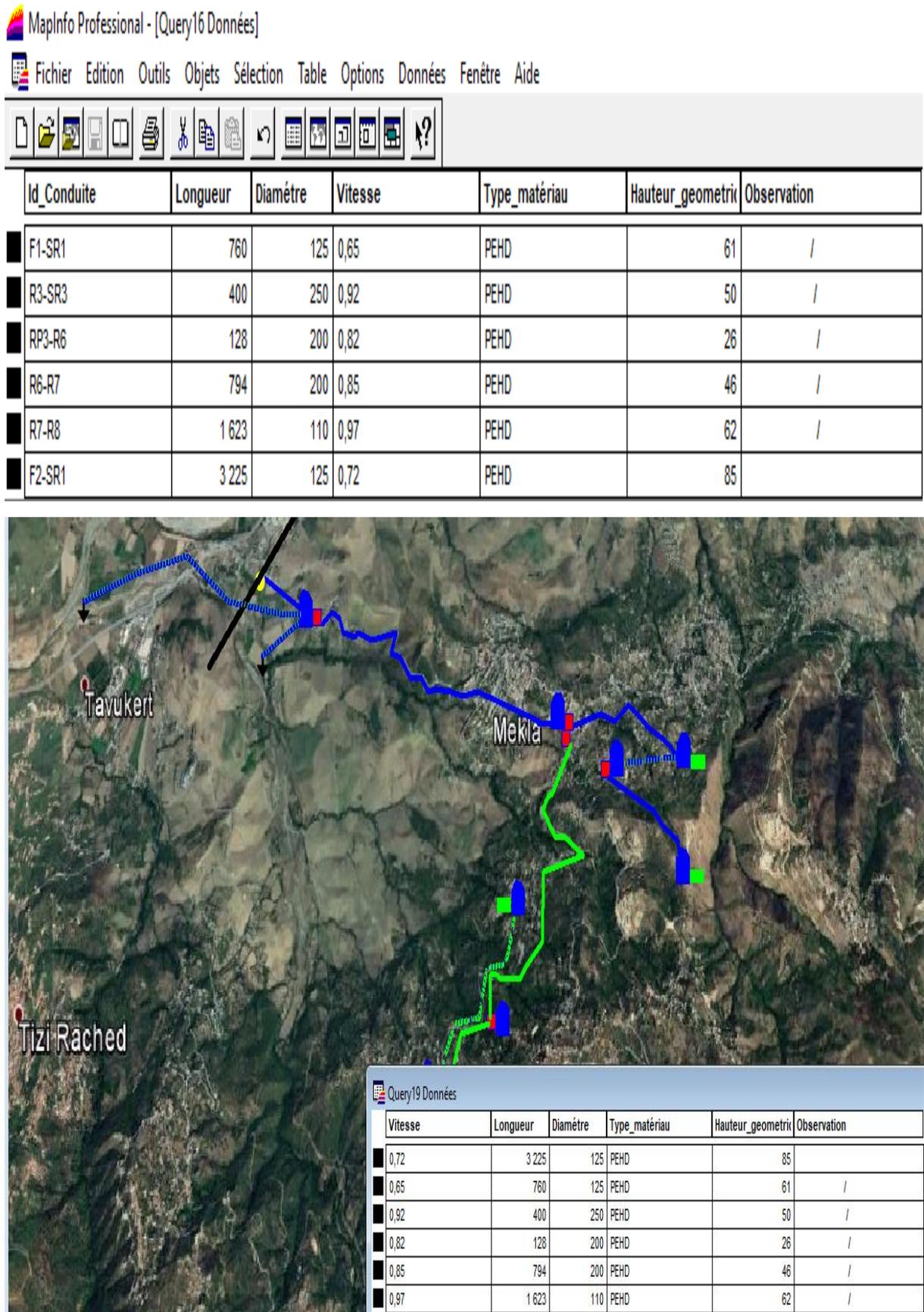
Sauver Modèle

Charger Modèle

*Fig.VII.13 :Exemple d'une requête SQL*

Dans notre cas, le critère de sélection imposé à la table des conduites « Table conduite» est 'PEHD'. Nous obtenons ainsi, les résultats illustrés dans la(**Fig.VII.14**)

## CHAPITRE VII : Elaboration d'un SIG pour le réseau d'AEP de la commune de Mekla



*Fig.VII.14 : Résultat d'une requête SQL*

On remarque que MapInfo extrait alors les données de la table source, stocke les résultats de la sélection dans une table temporaire particulière, appelée « table de résultats ». La table de résultats contient uniquement les lignes et colonnes correspondant à nos critères. Le nom par défaut de la table de résultats est Sélection.

## **Conclusion**

Ce chapitre est une contribution à la création de banque de données susceptible de répondre à toutes les interfaces rentrant dans la conception et la gestion de réseaux qui facilitent l'organisation et le stockage des données localisées sur un référentiel cartographique précis et simplifient l'exploitation cartographique de celles-ci. Mais bien d'autres fonctionnalités sont encore à découvrir.

L'élaboration d'un système d'information géographique dans ce chapitre a eu pour but, la création d'une banque de donnée en relation avec le modèle numérique de terrain (MNT) a travers ce dit, on a utilisé quelques techniques de gestion par SIG dans lesquelles nous avons illustré les résultats dans la requête SQL et de l'analyse thématique.

# CONCLUSION GENERALE

# Conclusion générale

---

## Conclusion générale

Le renforcement en eau potable du village Taourirt Aden et environs à partir de la chaîne de Mekla, constitue une priorité des projeteurs, pour pouvoir pallier au manque exorbitant en eau.

En terme de cette étude, nous avons essayé d'apporter une contribution à l'alimentation en eau potable de ces villages et après avoir estimée les différents besoins en eau sur divers horizons, nous avons constaté que les besoins pour l'année (2045) sont estimée à 10869,35 m<sup>3</sup>/j soit 125,80l/s, sont bien loin d'être satisfaisants par rapport au débit journalier fourni par les ressources existantes dans la zone d'étude à savoir les deux forages de Oued Rabta et Sebaou, qui est de 3383,35m<sup>3</sup>/j, soit de 391/s. Par conséquent on trouve un déficit de 86.64l/s.

Dans le but de remédier à ce problème de déficit, il a été préconisé de renforcer en eau la chaîne d'alimentation par une augmentation de l'apport en eau à partir de la conduite du transfert du barrage de Taksebt., avec un débit exploitable de 86.64l/s.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude et son acheminement par refoulement, nous avons projeté six nouveaux réservoirs :

- le premier réservoir est localisé à Mekla d'une capacité de 300 m<sup>3</sup> à côté de la station de reprise SR2,
- le second à Ait moussa et Ait Mansour d'une capacité de 150 m<sup>3</sup>.
- le troisième à Taliouine sud avec une capacité de 450 m<sup>3</sup>.
- le quatrième à Taliouine d'une capacité de 100 m<sup>3</sup>.
- le cinquième se situe à Taourirt Aden avec une capacité de 250m<sup>3</sup>.
- le dernier à Tigrine avec une capacité de 150m<sup>3</sup>.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables, à savoir des diamètres de 125, 250, 300, et 400 mm en utilisant le PEHD et l'acier. Pour l'adduction gravitaire, nous avons choisi les diamètres en tenant compte des pertes de charges, et nous avons utilisé des robinets (vanne à opercule) pour augmenter les pertes d'énergie.

Le choix adéquat des pompes pour assurer l'acheminement de l'eau jusqu'au consommateur, a été choisi en utilisant le logiciel « CAPRARI », qui donne des résultats plus précis que l'utilisation d'un catalogue.

Lors de la vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier, On a constaté que il ya des surpressions au niveau des conduits des tronçons (SR1-SR2), (SR2-R3). De ce fait et afin de protéger le réseau étudié contre ce phénomène qui est le coup de bélier, on a opté pour des réservoirs d'air.

Afin de bien suivre le déroulement des tâches dans le réseau et notamment de prendre la décision qu'il faut aux moments opportuns, nous avons élaboré un SIG du réseau de nos villages. Il consiste à gérer toutes les données issues des cartes et plans (référenciés) du réseau se localisant sous formes de couches superposables, enrichie de toutes les données nécessaires.

Pour finir, cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans le domaine de l'hydraulique durant notre cycle de formation.

**REFERENCES**  
**BIBLIOGRAPHIQUES**

## Références bibliographiques

- [1] données recueillies auprès des services (situation climatique et démographique....) : APC de la commune Mekla , subdivision hydraulique de la Daïra de mekla
- [2] **DUPONT, A.** : "Hydraulique urbaine", Tome II. Edition Eyrolles, Paris, 1979.
- [3] **Bonnin, J.** : "Hydraulique urbaine", Tome I. Version 2005.
- [4] **Bonnin, J.** : "Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance". Edition EYROLLES, 1979.
- [5] **Carlier, M.** : "Hydraulique général et appliqué", Edition EYROLLES, 1980.
- [6] **Catalogue** : Fournie par STPM CHIALI, Bejaia.
- [7] **Amara, L.** : "Note de calcul du réservoir anti béliér".
- [8] **Hammoum, H. et Bouzida, R.**, Pratique des Systèmes d'Information Géographiques,
- [9] **BOURIER ? R. et SELMI, B.** ((technique de gestion et de distribution de l'eau)). Edition 1

# Annexes

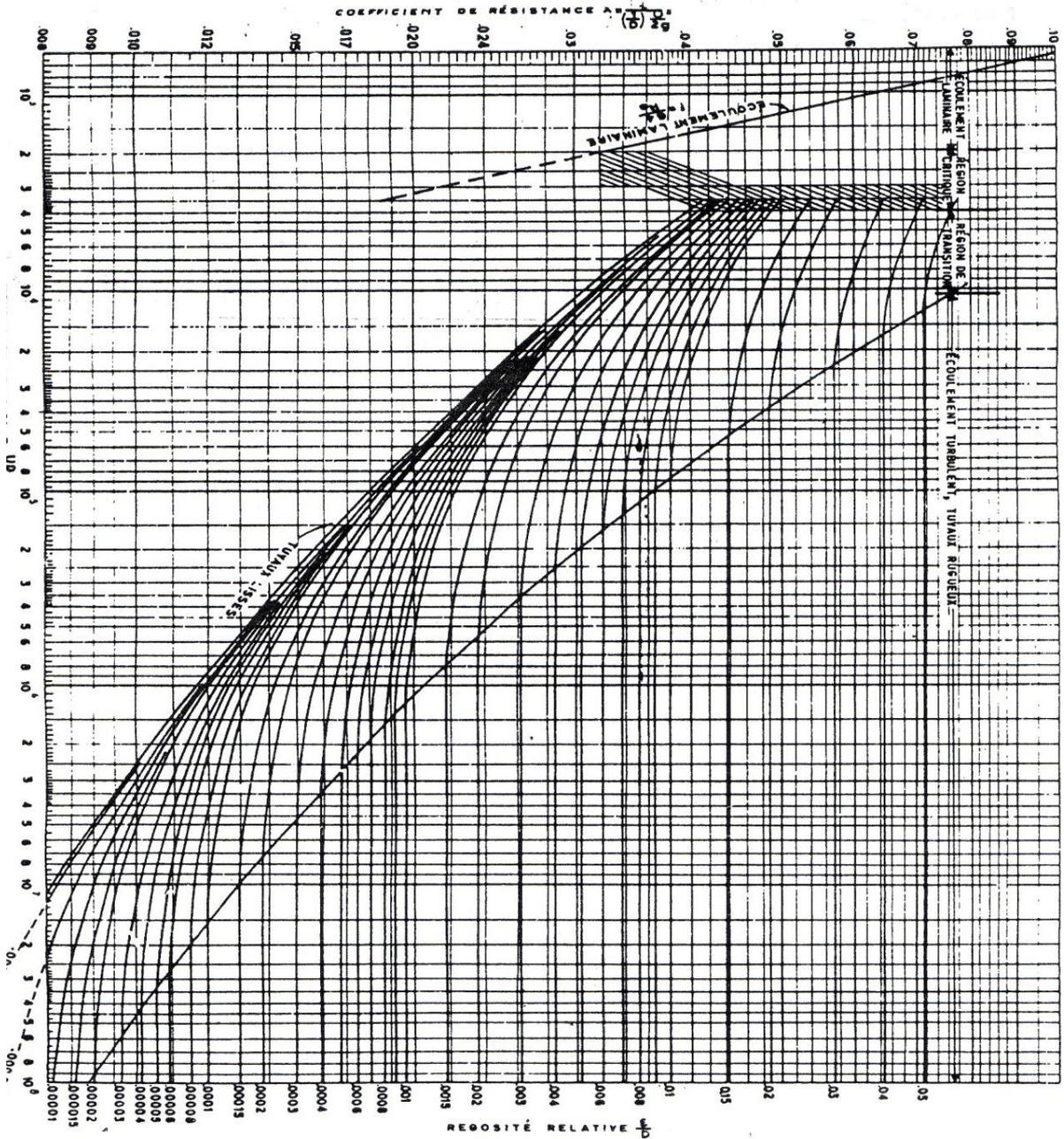
*Annexe II.1 Valeurs du coefficient " $\beta$ " en fonction du nombre d'habitant*

<b>Nombre d'habitant</b>	<b>100</b>	<b>1500</b>	<b>2500</b>	<b>4000</b>	<b>6000</b>	<b>10000</b>	<b>20000</b>	<b>30000</b>	<b>100000</b>
<b><math>\beta</math> max</b>	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1
<b><math>\beta</math> min</b>	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7

*Annexe II.2 : Statistiques des régimes de consommations des agglomérations*



### Annexe IV.1 : Diagramme de MOODY



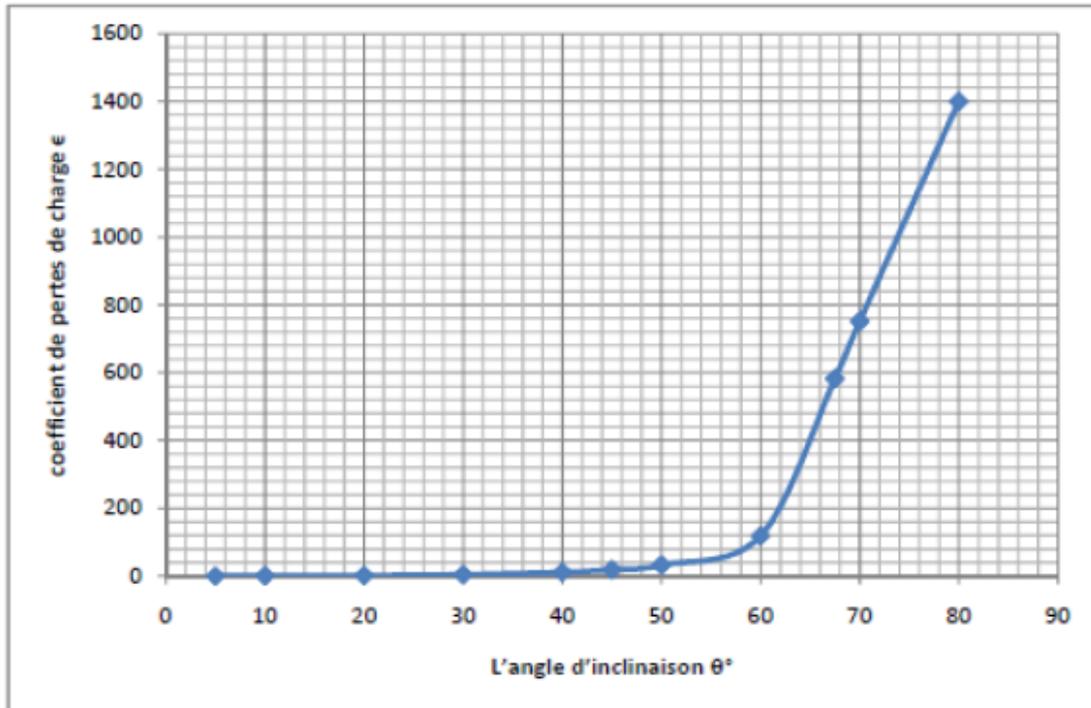
*Annexe IV.2 Annexe le prix des conduites est pris en tenant compte des coûts de transport et de pose des conduites par mètre linéaire.*

<i>Prix de revient des conduites PN10</i>			<i>Prix de revient des conduites PN16</i>		
<b>Diamètre extérieur en (mm)</b>	<b>Epaisseur en (mm)</b>	<b>Prix de revient (DA/ml)</b>	<b>Diamètre extérieur en (mm)</b>	<b>Epaisseur en (mm)</b>	<b>Prix de revient (DA/ml)</b>
20	2	30,78	20	2,3	34,64
25	2	39,6	25	3	56,2
32	2,4	61,54	32	3,6	88,3
40	3	96,33	40	4,5	136,47
50	3,7	147,17	50	5,6	211,4
63	4,7	232,79	63	7,1	337,16
75	5,6	329,13	75	8,4	473,63
90	5,4	392,5	90	8,2	571,69
110	6,6	579,62	110	10	844,3
125	7,4	738,42	125	11,4	1093,08
160	9,5	1209,38	160	14,6	1786,51
200	11,9	1892,38	200	18,2	2805,48
250	14,8	2937,81	250	22,7	4340,56
315	18,7	4684,62	315	28,6	6881,37

<i>Prix de revient des conduites PN40</i>		
	<b>Diamètre extérieur en (mm)</b>	<b>Prix de revient (DA/ml)</b>
<b>En acier</b>	100	1400.00
	125	1800.00
	150	4515.86
	200	5159.21
	250	5845.49
	300	6683,43
	350	7013,78
	400	8145.38
	450	9450.21
	500	10012,57

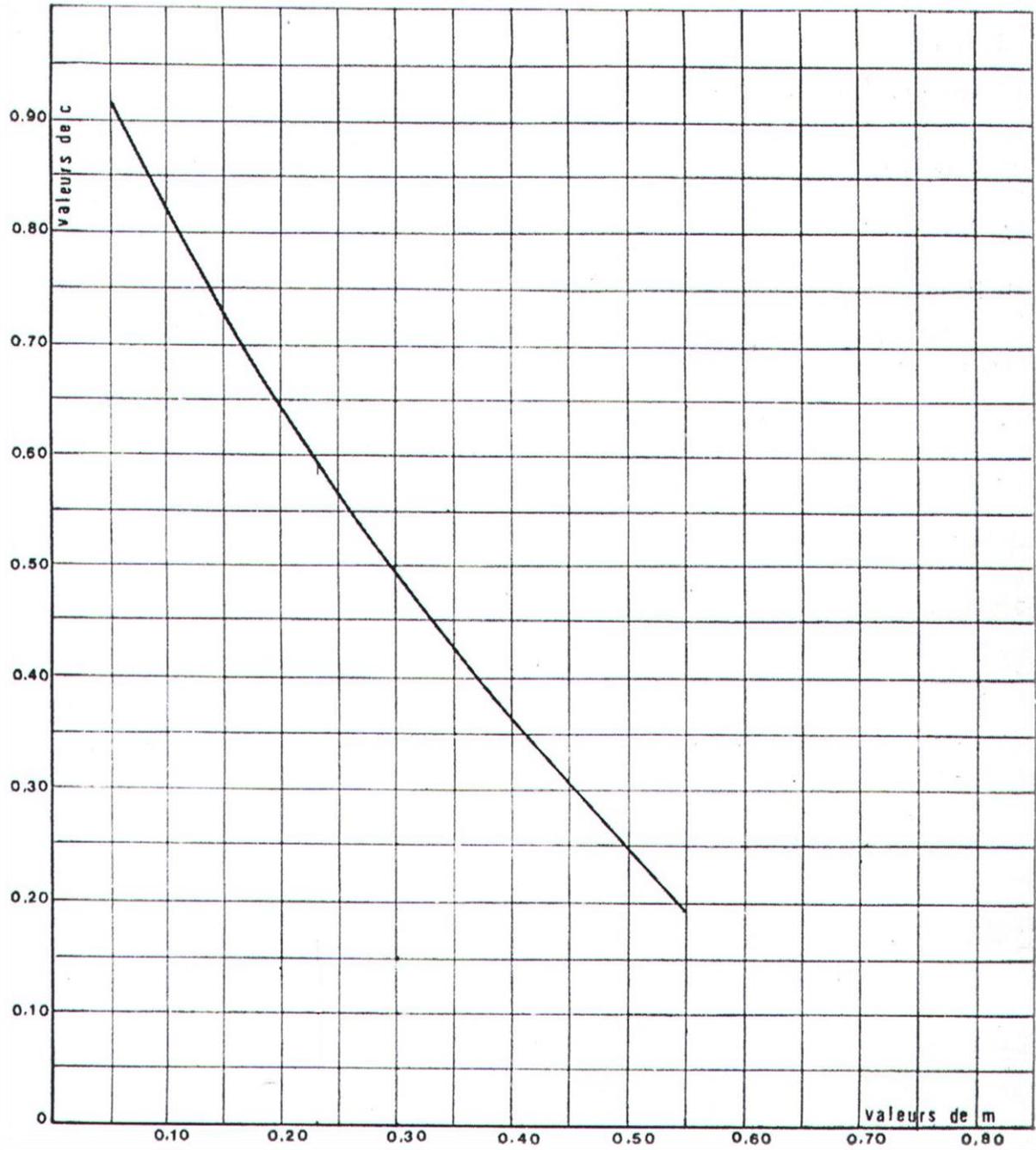
**Annexe IV.3** L'évolution du coefficient de perte de charge  $\xi$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

L'angle d'inclinaison $\theta^\circ$	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
$\epsilon$	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400



Représentation graphique de l'évolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré de fermeture.

*Annexe VI.1 : Coefficient de perte de charge c dans une tuyère*



ملخص

**العنوان:** تطوير نظام للمعلومات الجغرافية لمشروع تعزيز مياه الشرب في تاوريرت وتعدنوا المناطق المحيطة بهما من سلسلة مياه الصالح لشرب بمقلع

من خلال هذه المذكرة قمنا بدراسة فنية كاملة لمشروع

تعزيز مياه الشرب في تاوريرت وتعدنوا المناطق المحيطة بهما من سلسلة مياه الصالح لشرب بمقلع (تزي وزو) من نقطة تحويل مياه الصالح لشرب بالسد تكسابث إلى عزازقة بعد عرض موقع المشروع بدأنا دراسة الاحتياجات المائية لكل الفئات التي تستهلك المياه بعد ذلك قمنا بدراسة حجم كل الخزانات في أعقاب نمط استهلاك كل منطقة. تليها دراسة فنية واقتصادية للقنوات النقل وقمنا أيضا بدراسة نمط المضخات ومن أجل حماية قنوات الضخ ضد ظاهرة المطرقة المائية قمنا بدراسة الظاهرة واعدنا تركيب خزانات الهواء لحماية هذه القنوات

من ثم إعداد نظام معلومات جغرافية خاص بهذا الأخير لتسهيل تسييره في المستقبل.

**كلمات المفاتيح:** قنوات نقل المياه. الخزانات. المضخات. مطرقة المياه. نظام معلومات جغرافية

## **Résumé**

Titre : Elaboration d'un système d'information géographique, du projet de renforcement en eau potable du Village Taourirt Aden et environs à partir de la chaine de Mekla

Au cours de ce présent mémoire nous avons fait une étude technique complète du projet de renforcement en eau potable du Village Taourirt Aden et ces environs (Wilaya de Tizi Ouzou) à travers une conduite de piquage (Taksebt vers Azazga). Après avoir présenté le site du projet, nous avons estimés les différents besoins en eau des différentes catégories d'usage. Puis, nous avons dimensionné les réservoirs suivant le régime de consommation des agglomérations Suivie d'une étude technico-économique des conduites d'adduction pour choisir le diamètre, idéal puis nous avons choisi les pompes adéquates de chaque station de pompage en utilisant le logiciel CAPRARI. Dans le but de protéger la chaîne contre le phénomène transitoire du coup de bélier qui est très dangereux pour les toutes les installations d'alimentation en eau potable, nous avons préconisé des réservoirs d'air. Enfin nous avons terminé notre projet par l'élaboration du système d'information géographiques servant de base de données pour optimiser la gestion ultérieure du réseau

**Mots clés :** Adduction, Réservoirs, Pompes, Coup de bélier. Elaboration d'un système d'information géographique

## **Abstract**

Title: Development of a geographical information system, of the Taourirt Aden village drinking water reinforcement project and surroundings from the Mekla chain

In the course of this paper, we have made a complete technical study of the Village Taourirt Aden drinking water reinforcement project and its surroundings (Tizi ousou ) through a staking line (Taksebt to Azazga). After presenting the project site, we estimated the different water needs of the different categories of use. Then, we dimensioned the tanks according to the consumption regime of the agglomerations Followed by a technical-economic study of the pipelines to choose the diameter, ideal then we chose the adequate pumps of each pumping station by using CAPRARI software. In order to protect the chain against the transient phenomenon of water hammer, which is very dangerous for all drinking water supply installations, we have recommended air reservoirs. Finally, we have completed our project by developing the geographic information system used as a database to optimize the subsequent management of the network