



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique

*Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement(LRHAE)*

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**DJOUDER LYDIA**

**TAGUEMOUNT LYDIA**

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

### INTITULE :

# **REAMENAGEMENT ET EXTENSION DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE TIZI RACHED WILAYA DE TIZI OUZOU**

Soutenu le 02 /07 /2017 devant le jury composé de :

- Président : **Mr .BELHOCINE .M**
- Promoteur (s) : **Mr. BERREKSI .A**  
**Mr. BENDEHMANE.I**
- Examineur : **Mr. HAMMOUCHE.A**

L

## **Remerciements**

*Avant tout, nous Remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que de bonne volonté pour achever ce modeste travail.*

*Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à sa juste valeur notre reconnaissance à l'égard de nos promoteurs monsieur A.BERREKSI et monsieur I. BENDEHMANE pour leur aide qu'ils nous ont offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus leurs confiance et leurs encouragements.*

*On adresse aussi mes remerciements à : Mr A.HAMMOUCHE, Mr A. BEDJOU, et Mr A.AMARA qui ont accordé un peu de leurs temps pour discuter et nous aider à trouver des solutions pour avancer*

*Il est particulièrement agréable de témoigner ma reconnaissance à toute l'équipe de la direction des ressources en eau en particulier MR M.DJOUDEK, MR M. HADJ HEMMOU et Mlle REBATI pour leurs aides et leurs soutiens.*

*Toute la gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation universitaire et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.*

*On profite de l'occasion pour remercier tous mes enseignants dès la première année primaire jusqu'à la cinquième année universitaire.*

*Nos dernier remerciement, mais non le moindre s'adressent à toutes mes amies pour avoir eu beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin*

**L.D**

**L.T**



## *Dédicaces*

*À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.*

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

*Ma très chère mère NADIA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien*

*Mon très cher père MOKRANE à qui je dois beaucoup (sans ton aide, tes conseils et tes encouragements ce travail n'aurait pas vu le jour.*

*Sans toi je n'arriverai jamais à ce que je suis aujourd'hui (tu es le plus cher père au monde)*

*Mon très cher frère mimane que J'aime beaucoup, dieu te garde pour nous inchallah, Ma meilleure sœur Sophie que j'adore beaucoup*

*A la famille Kafiz en particulier Tata fairouz la petite bina et Lyakoute*

*A mon fiancé ABDELMALEK qui a été toujours à mes côtés sans lui demandé ainsi que le nombre de sa famille qui me sont très chers (particulièrement Tata Sakina)*

*A ma chère amie et binôme lydia*

*Lydia djouder*

## DEDICACES

 Je dédie ce modeste travail à... 

*Mes très chers et tendres parents, et qui m'ont tout donné, encouragement, soutiens moraux et matériels, amour. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, et le respect que j'ai pour eux. Que le dieu, le tout puissant, vous préserve et vous accorde santé, longue vie, bonheur et vous garde pour nous.*

*Mon très cher et adoré frère Lounes, qui a été toujours à mes coté, et qui me supporte à toute épreuve et qui me pousse à devenir meilleure, pour qui je souhaite beaucoup de réussite et succès.*

*A mon cher fiancé Madjid et sa famille, sur tout sa sœur Rabia.*

*A mes chers grands parents, oncles sur tout Amar et Mohamed, tentes, cousins, cousines.*

*A ma chère amie et binôme Lydia.*

*A tous mes ami(e)s spécialement : Fatma, Hayet, Rezika, Sarra, djoudjou, Katia, Lamia, Saïd, Ali, Lounes et Amar.*

*A tous ceux qui m'ont porté et me portent dans leurs cœurs.*

*Lydia. T*



## **LISTE DES TABLEAUX**

<b>Tableau (I.1) : Répartition mensuelle des précipitations .....</b>	<b>5</b>
<b>Tableau (I.2) : Répartition de la population de la commune de Tizi Rached par village .....</b>	<b>6</b>
<b>Tableau (II.1) : Evaluation de la population a différents horizons d'étude .....</b>	<b>12</b>
<b>Tableau (II.2) : Equipements existants.....</b>	<b>13</b>
<b>Tableau (II.3) : Récapitulatif des consommations journalières.....</b>	<b>14</b>
<b>Tableau (II.4) : Les besoins scolaires de la zone d'étude.....</b>	<b>15</b>
<b>Tableau (II.5) : Les besoins administratifs de la zone d'étude .....</b>	<b>16</b>
<b>Tableau (II.6) : Les besoins sanitaires de la zone d'étude .....</b>	<b>16</b>
<b>Tableau (II.7) : Les besoins socio –culturels de la zone d'étude.....</b>	<b>17</b>
<b>Tableau (II.8) : Récapitulatifs des différentes consommations journalières.....</b>	<b>18</b>
<b>Tableau (II.9) : Consommation maximale et minimale journalière pour chaque village.....</b>	<b>20</b>
<b>Tableau (II.10) : Répartition des débits par zone d'alimentation.....</b>	<b>21</b>
<b>Tableau (II.11) : Calcul de déficit de consommation.....</b>	<b>23</b>
<b>Tableau (III.1) : Caractéristiques du réservoir de Tazazrait.....</b>	<b>24</b>
<b>Tableau (III.2) : Caractéristiques du réservoir de la SR1 .....</b>	<b>25</b>
<b>Tableau (III.3) : Caractéristiques du réservoir de Boushel .....</b>	<b>26</b>
<b>Tableau (III.4) : Caractéristiques du réservoir d'Ikhriben .....</b>	<b>27</b>
<b>Tableau (III.5) : Caractéristiques du réservoir d'Afensou .....</b>	<b>28</b>
<b>Tableau (III.6) : Caractéristiques du réservoir de Belias .....</b>	<b>29</b>
<b>Tableau (III.7) : Caractéristiques du réservoir d'Igounane .....</b>	<b>30</b>
<b>Tableau (III.8) : Caractéristiques du réservoir de Charaioua.....</b>	<b>31</b>
<b>Tableau (III.9) : Caractéristiques du réservoir d'Ighil Oumechdal.....</b>	<b>32</b>
<b>Tableau (III.10) : Caractéristiques du réservoir d'Amalou .....</b>	<b>32</b>
<b>Tableau (III.11) : Caractéristiques du réservoir de Tala Amara .....</b>	<b>33</b>
<b>Tableau (III.12) : Caractéristiques de la SR1 .....</b>	<b>34</b>
<b>Tableau (III.13) : Caractéristiques de la SR2 .....</b>	<b>34</b>
<b>Tableau (III.14) : Caractéristiques de l'adduction gravitaire .....</b>	<b>35</b>

<b>Tableau (III.15) :</b> Caractéristiques de l’adduction par refoulement .....	35
<b>Tableau (IV.1) :</b> Evaluation de volume du réservoir de la SR1 .....	40
<b>Tableau (IV.2) :</b> Evaluation de volume du réservoir de Boushel.....	41
<b>Tableau (IV.3) :</b> Evaluation de volume du réservoir d’Ikhriben .....	42
<b>Tableau (IV.4) :</b> Evaluation de volume du réservoir d’Igounane 01.....	43
<b>Tableau (IV.5) :</b> Evaluation de volume du réservoir de Charaioua.....	44
<b>Tableau (IV.6) :</b> Evaluation de volume du réservoir d’Afensou.....	45
<b>Tableau (IV.7) :</b> Evaluation de volume du réservoir d’Agouni Oujilbane.....	46
<b>Tableau (IV.8) :</b> Evaluation de volume du réservoir de Belias.....	47
<b>Tableau (IV.9) :</b> Evaluation de volume du réservoir d’Igounane 02.....	48
<b>Tableau (IV.10) :</b> Evaluation de volume du réservoir d’Ighil Oumechdal .....	49
<b>Tableau (IV.11) :</b> Evaluation de volume du réservoir d’Amalou .....	50
<b>Tableau (IV.12) :</b> Tableau donnant les dimensions des reservoirs.....	52
<b>Tableau (V.1) :</b> Calcul des pertes de charge totales (SR1-SR2) .....	61
<b>Tableau (V.2) :</b> Calcul des frais d’exploitation (SR1- SR2).....	62
<b>Tableau (V.3) :</b> Calcul des frais d’amortissement (SR1-SR2) .....	62
<b>Tableau (V.4) :</b> Calcul du bilan (SR1-SR2).....	62
<b>Tableau (V.5) :</b> Calcul des pertes de charge totales (SR2-SR4).....	63
<b>Tableau (V.6) :</b> Calcul des frais d’exploitation (SR2- SR4).....	63
<b>Tableau (V.7) :</b> Calcul des frais d’amortissement (SR2-SR4) .....	63
<b>Tableau (V.8) :</b> Calcul du bilan (SR2-SR4) .....	63
<b>Tableau (V.9) :</b> Calcul des pertes de charge totales (SR4–SR5) .....	64
<b>Tableau (V.10) :</b> Calcul des frais d’exploitation (SR4- SR5) .....	64
<b>Tableau (V.11) :</b> Calcul des frais d’amortissement (SR4-SR5) .....	65
<b>Tableau (V.12) :</b> Calcul du bilan (SR4-SR5) .....	65
<b>Tableau (V.13) :</b> Calcul des pertes de charge totales (SR5–RT) .....	66
<b>Tableau (V.14) :</b> Calcul des frais d’exploitation (SR5-RT) .....	66
<b>Tableau (V.15) :</b> Calcul des frais d’amortissement (SR5-RT) .....	66
<b>Tableau (V.16) :</b> Calcul du bilan (SR5-RT) .....	66
<b>Tableau (V.17) :</b> Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge totale (Tazazrait-SR1).....	67

<b>Tableau (V.18) :</b> Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge totale (Ikhriben-Tala Amara).....	68
<b>Tableau (V.19) :</b> Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge totale (Ikhriben-Ikhriben) .....	69
<b>Tableau (V.20) :</b> Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge totale (Igounane-Charaioua) .....	70
<b>Tableau (V.21) :</b> Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge totale (Afensou-Agouni Oujilbane) .....	71
<b>Tableau (V.22) :</b> Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge totale (Afensou-Belias) .....	72
<b>Tableau (V.23) :</b> Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge totale (Afensou-Igounane) .....	72
<b>Tableau (V.24) :</b> Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge totale (Afensou-Ighil Oumechdal) .....	74
<b>Tableau (V.25) :</b> Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge totale (Ighil Oumechdal -Amalou).....	75
<b>Tableau (V.26) :</b> Récapitulatif des diamètres de différents tronçons .....	76
<b>Tableau (VI.1) :</b> Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température .....	85
<b>Tableau (VII-1) :</b> Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier .....	97
<b>Tableau (VII.2) :</b> les caractéristique des conduites (Tazazrait – SR1) .....	101
<b>Tableau (VII.3) :</b> Valeurs Numérique du coup de bélier (Tazazrait – SR1) .....	102
<b>Tableau (VII.4) :</b> Valeurs Numériques du coup de bélier après la fermeture lente de la vanne (Tazazrait – SR1) .....	102
<b>Tableau (VII.5) :</b> Caractéristiques des conduites (Ikhriben - Tala Amara) .....	103
<b>Tableau (VII.6) :</b> Valeurs Numériques du coup de bélier (Ikhriben-Tala Amara).....	103
<b>Tableau (VII.7) :</b> Valeurs Numériques du coup de bélier après la fermeture lente de la vanne (Ikhriben –Tala Amara) .....	103
<b>Tableau (VII.8) :</b> caractéristiques des conduites (Igounane- Charaioua) .....	103
<b>Tableau (VII.9) :</b> Valeurs Numériques du coup de bélier (Igounane-Charaioua) .....	104
<b>Tableau (VII.10) :</b> Caractéristiques des conduites (Afensou-Agouni Oujilbane).....	104



---

<b>Tableau (VII.11)</b> : Valeurs Numériques du coup de bélier (Afensou-Agouni Oujilbane).....	104
<b>Tableau (VII.12)</b> : Caractéristiques des conduites (Afensou-Belias) .....	105
<b>Tableau (VII.13)</b> : Valeurs Numériques du coup de bélier (Afensou-Belias).....	105
<b>Tableau (VII.14)</b> : Caractéristiques des conduites (Afensou-Igounane) .....	105
<b>Tableau (VII.15)</b> : Valeurs Numériques du coup de bélier (Afensou-Igounane) .....	105
<b>Tableau (VII.16)</b> : Caractéristiques des conduites (Afensou-I Oumechdal) .....	106
<b>Tableau (VII.17)</b> : Valeurs Numériques du coup de bélier (Afensou-Ighil Oumechdal).....	106
<b>Tableau (VII.18)</b> : Caractéristiques des conduites (I Oumechdal- Amalou) .....	107
<b>Tableau (VII.19)</b> : valeur numériques du coup de bélier (I Oumechdal- Amalou).....	107
<b>Tableau (VII.20)</b> : Calcul des valeurs du coup de bélier dans les tronçons refoulement .....	107
<b>Tableau (VII.21)</b> : Calculs de réservoir d'air (SR4-SR5).....	108
<b>Tableau (VIII.1)</b> : Détermination des débits aux nœuds du village Charaioua.....	114
<b>Tableau (VIII.2)</b> : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe sans le régulateur de pression .	118
<b>Tableau (VIII.3)</b> : Etat des arcs du réseau en cas de pointe avec le régulateur de pression ...	120
<b>Tableau (VIII.4)</b> : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe avec le régulateur de pression..	121
<b>Tableau (VIII.5)</b> : Etat des arcs du réseau en cas de pointe plus l'incendie.....	123
<b>Tableau (VIII.6)</b> : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe plus l'incendie.....	124

## **LISTE DES FIGURES**

<b>Figure(I.1)</b> : Situation géographique de la commune de Tizi Rached .....	3
<b>Figure(I.2)</b> : Carte montrant la zone d'étude.....	4
<b>Figure (I.3)</b> : schéma actuel .....	9
<b>Figure (II.1)</b> : Evolution démographique de la zone d'étude pour différents horizons.....	12
<b>Figure (II.2)</b> : Schéma des débits repartis dans chaque zone d'alimentation .....	22
<b>Figure (III.1)</b> : Réservoir du Tazazrait et la chambre de vanne .....	24
<b>Figure (III.2)</b> : Vue extérieure du réservoir de la SR1 et la chambre de vanne.....	25
<b>Figure (III.3)</b> : Vue extérieure du réservoir de Boushel et la chambre de vanne .....	26
<b>Figure (III.4)</b> : Vue extérieure du réservoir d'Ikhriben et la chambre de vanne .....	27
<b>Figure (III.5)</b> : Vue extérieure du réservoir d'Afensou et la chambre de vanne .....	28
<b>Figure (III.6)</b> : Vue extérieure du réservoir de Belias et la chambre de vanne .....	29
<b>Figure (III.7)</b> : Vue extérieure du réservoir d'Igounane et la chambre de vanne.....	30
<b>Figure(III.8)</b> : Vue extérieure du réservoir de Charaioua et la chambre de vanne .....	31
<b>Figure(III.9)</b> : Vue extérieure du réservoir d'Amalou et la chambre de vanne.....	33
<b>Figure (III.10)</b> : Vue extérieure du réservoir de Tala Amara et la chambre de vanne .....	34
<b>Figure (V.1)</b> : Schéma d'adduction.....	55
<b>Figure (VI.1)</b> : Pompe centrifuge .....	78
<b>Figure (VI.2)</b> : Pompe hélico-centrifuge.....	78
<b>Figure (VI.3)</b> : Pompe axiale .....	78
<b>Figure (VI.4)</b> : Diffuseur et volute .....	79
<b>Figure (VI.5)</b> : Roue fermée .....	79
<b>Figure (VI.6)</b> : Roue semi Ouvert .....	79
<b>Figure (VI.7)</b> : Roue ouvert .....	79
<b>Figure(VI.8)</b> : Presse-étoupe .....	80

<b>Figure (VI.9)</b> : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge .....	81
<b>Figure (VI.10)</b> : Point de fonctionnement d'une pompe .....	81
<b>Figure (VI.11)</b> : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré .....	84
<b>Figure (VI.12)</b> : Courbe caractéristique de la pompe de la SR1 .....	86
<b>Figure(VI.13)</b> : Courbe caractéristique de la pompe de la SR2 .....	89
<b>Figure (VI.14)</b> : Courbe caractéristique de la pompe de la SR4.....	90
<b>Figure (VI.15)</b> : Courbe caractéristique de la pompe de la SR5 .....	92
<b>Figure (VII.1)</b> : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.....	96
<b>Figure (VII.2)</b> : Epure de BERGERON (Tronçon SR4-SR5).....	109
<b>Figure (VII.3)</b> : Variation de la pression absolue en fonction du temps.....	110
<b>Figure (VII.4)</b> : Enveloppe de dépression après l'installation d'un anti béliet .....	110
<b>Figure (VIII.1)</b> : Schéma d'ossature du réseau de distribution du village Charaioua.....	112
<b>Figure (VIII.2)</b> : Résultats de la simulation sans le régulateur de pression.....	117
<b>Figure (VIII.3)</b> : Les résultats de simulation avec le régulateur de pression.....	119
<b>Figure (VIII.4)</b> : Résultats de simulation du débit de point plus l'incendie.....	122



## **LISTE DES SYMBOLES**

- A** : Amortissement annuel ;
- a** : célérité de l'onde (m/s) ;
- a'** : La côte du plan d'aspiration(m) ;
- B** : la valeur du coup de bélier (m) ;
- BL** : Bilan (DA) ;
- Ca** : La côte du plan d'aspiration (m) ;
- Cp** : La côte de l'axe de la pompe (m) ;
- CPP** : Cote point de piquage (m) ;
- CSR** : Cote station de reprise (m) ;
- CR** : Cote du Radier (m) ;
- CTN** : Cote Terrain Naturel (m) ;
- CTP** : Cote Trop Plein (m) ;
- D** : Diamètre (m) ;
- D<sub>int</sub>**: Diamètre intérieure (m) ;
- DN** : Diamètre Normalisé (m) ;
- DRE** : Direction des Ressources en Eau ;
- E** : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- e** : Epaisseur de la conduite (mm) ;
- e'** : Prix unitaire du kWh (DA) ;
- F<sub>am</sub>** : Frais d'amortissement (DA) ;
- F<sub>exp</sub>** : Frais d'exploitation (DA) ;
- g** : Accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ) ;
- H<sub>0</sub>** : Pression absolue de la conduite(m) ;
- H<sub>a</sub>** : Hauteur d'aspiration (m) ;
- H<sub>d</sub>** : valeur de la dépression(m) ;
- H<sub>g</sub>** : Hauteur géométrique (m) ;
- H<sub>s</sub>** : valeur de la surpression(m)

**H<sub>mt</sub>** : Hauteur manométrique totale (m) ;

**H'** : La hauteur créer par la pompe pour le débit désiré Q1(m) ;

**h** : La hauteur du réservoir (m) ;

**h<sub>v</sub>** : Perte de charge engendrée par vannage (m) ;

**i** : Taux d'annuité (i=8%) ;

**J<sub>a</sub>** : Perte de charge à l'aspiration (m) ;

**J<sub>l</sub>** : Pertes de charge linéaire (m) ;

**J<sub>s</sub>** : pertes de charge singulières (m) ;

**J<sub>T</sub>** : Pertes de charge totales (m) ;

**K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi (mm) ;

**K<sub>f</sub>** : coefficient de fuite ;

**K<sub>max. j</sub>** : coefficient de variation journalière maximale

**K<sub>max. h</sub>** : coefficient de variation maximale horaire ;

**K'** : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation ;

**L** : Longueur de la conduite (m) ;

**L<sub>i</sub>** : Longueur du tronçon concerné (m) ;

**m** : Coefficient de rognage ;

**N** : Vitesse de rotation (tr/min) ;

**N<sub>i</sub>** : Nombre d'usagers pour chaque catégorie de consommateurs ;

**N'** : Nouvelle vitesse de rotation après la variation (tr/min) ;

**NPSH<sub>d</sub>** : Charge nette minimal disponible à l'aspiration (m) ;

**NPSH<sub>r</sub>** : Charge nette minimal requise à l'aspiration (m) ;

**n** : Nombre d'année sur lequel s'effectuera l'amortissement (n=25ans) ;

**Pa** : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;

**Pu** : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;

$\frac{p_0}{g \times p}$  : Pression au point d'aspiration (mce)

**POS** : Plan d'Occupation du Sol ;

**PVC** : Polychlorure de vinyle ;

**PDAU** : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme ;

**PEHD** : Polyéthylène Haute Densité ;

**Q** : Débit véhiculé dans la conduite ( $m^3/s$ ) ;

**Q<sub>I</sub>** : Débit entrant dans le réservoir ( $m^3/s$ ) ;

**Q<sub>i</sub>**: Dotation journalière pour chaque type de consommateur en ( $l/j/usager$ ) ;

**Q<sub>p</sub>** : débit de pointe ( $m^3/h$ ) ;

**Q<sub>R</sub>** : Débit de route ( $l/s$ ) ;

**Q<sub>ci</sub>** : Débit concentré au nœud « i » en ( $l/s$ )

**Q<sub>ni</sub>**: Débit au nœud « i » en ( $l/s$ ); **Q<sub>sp</sub>** : débit spécifique ( $l/s/ml$ ) ;

**Q<sub>inc</sub>** : débit nécessaire pour l'extinction d'un incendie ( $l/s$ ) ;

**Q<sub>max.h</sub>** : Débit entrant dans la station de reprise ( $m^3/h$ ) ;

**Q<sub>max.j</sub>** : débit maximum journalier ( $m^3/j$ ) ;

**Q<sub>moy.j</sub>** : Débit moyen journalier ( $m^3/j$ ) ;

**RGPH** : Recensement Général de la Population et de l'Habitat ;

**r** : Le pourcentage de rognage ;

**S** : la section de l'écoulement ( $m$ ) ;

**SR** : Station de reprise ;

**SPET** : Système de Production d'Eau Taksebt ;

**T<sub>f</sub>** : Temps de fermeture de la vanne

**T<sub>v</sub>** : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée ( $mce$ ) ;

**T'** : Temps de pompage ( $h$ ) ;

**t** : Température de l'eau ( $C^\circ$ ) ;

**V** : Vitesse d'écoulement dans la conduite ( $m/s$ ) ;

**V<sub>e</sub>** : Le volume d'eau entrant dans le réservoir ( $m^3$ ) ;

**V<sub>u</sub>** : Volume utile de stockage pour la consommation ( $m^3$ ) ;

**V bâche SR** : Volume de la bâche à eau de la station de reprise ( $m^3$ ) ;

**V total** : Volume total du réservoir ( $m^3$ ) ;

**V incendie** : Volume de la réserve d'incendie ( $V_{incendie}=120 m^3$ ) ;



**$\alpha$**  : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m) ;

**$\alpha_{\max}$**  : Coefficient dépendant du niveau de vie et du confort ;

**$\alpha Q^2$**  : perte de charge au point considéré (m) ;

**$\beta_{\max}$**  : Coefficient dépendant du nombre d'habitant ;

**$\nu$**  : viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s) ;

**$\eta$**  : Le rendement de la pompe(%) ;

# **SOMMAIRE**

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

I.1. Introduction.....	3
I.2. Situation de la zone d'étude .....	3
I.2.1. Situation géographique.....	3
I.2.2. Limites administratives.....	3
I.2.3. Situation hydrographique.....	5
I.2.4. Situation climatique.....	5
I.2.4.1. Le climat.....	5
I.2.4.2. Les vents.....	5
I.2.4.3. Pluviométrie.....	5
I.2.5. Situation démographique.....	5
I.2.6. Situation hydraulique.....	6
I.2.6.1. La chaîne de refoulement de TiziRached .....	6
I.2.6.2. Chaîne de distribution Aboudid-Afensou.....	7
I.2.6.3. Chaîne de distribution Tagemount –Agouni oujilbane.....	7
I.2.6.4. Chaîne de distribution Ibahlal (Irdjen) –Tala amara.....	7
I.3. Conclusion.....	10

## **Chapitre II : Estimation des besoins**

II.1. Introduction	
II.2. Evolution de la population à l'horizon d'étude.....	11
II.3. Evolution des besoins en eau de la population de la région d'étude .....	13
II.3.1. Les besoins domestiques .....	13
II.3.2. Besoins scolaire .....	14
II.3.3. Besoins administratifs.....	15
II.3.4. Besoins sanitaires .....	16
II.3.5. Besoins socio-culturels .....	16
II.3.6.Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	17
II.4. Estimation des besoins en tenants compte des pertes.....	18

II.5. Variations de consommation maximale et minimale journalière .....	19
II.5.1. Consommation maximale journalière.....	19
II.5.2. Consommation minimale journalière .....	19
II.6. Répartition des débits par zone d'alimentation : .....	21
II.7. Calcul du déficit de la consommation .....	23
II.8. Conclusion .....	23

### **Chapitre III : Diagnostic et ouvrages hydraulique**

III.1. Introduction .....	24
III.2. Ouvrages de stockage.....	24
III.2.1. Réservoir Tazazrait1000m <sup>3</sup> .....	24
III.2.2. Réservoir de la SR1 .....	25
III.2.3. Réservoir Boushel .....	25
III.2.4. Réservoir Ikhiben.....	27
III.2.5. Réservoir d'Afensou .....	28
III.2.6. Réservoir de Belias.....	29
III.2.7. Réservoir d'Igounane .....	30
III.2.8. Réservoir de Charaioua .....	31
III.2.9. Réservoir d'Ighil Oumechdal .....	32
III.2.10. Réservoir d'Amalou .....	32
III.2.11. Réservoir Tala Amara .....	33
III.3. Les stations de reprise .....	34
III.3.1. Station de reprise 01 .....	34
III.3.2. La station de reprise 02 .....	34
III.4. Système d'adduction .....	35
III.4.1. Adduction gravitaire.....	35
III.4.2. Adduction gravitaire.....	35
III.5. Conclusion.....	36

### ***Chapitre IV : Calcul des réservoirs***

IV.1. Introduction .....	37
IV.2. Fonctions des réservoirs.....	37
IV.3. Classification des réservoirs.....	37

IV.3.1. La situation des lieux .....	37
IV.3.2. La nature des matériaux de construction.....	38
IV.4. Emplacement des réservoirs.....	38
IV.5. Équipement du réservoir .....	38
IV.6. Capacité du réservoir .....	38
IV.6.1. Le volume total du réservoir .....	39
IV.7. Dimensionnement des capacités des réservoirs .....	39
IV.7.1. Dimensionnement de la capacité du réservoir 1 .....	39
IV.7.2. Dimensionnement de la capacité du réservoir de Boushel .....	41
IV.7.3. Dimensionnement de la capacité du réservoir d'Ikhiben .....	42
IV.7.4 Dimensionnement de la capacité du réservoir d'Igounane 01 .....	43
IV.7.5. Dimensionnement de la capacité du réservoir de Charaioua .....	44
IV.7.6. Dimensionnement de la capacité du réservoir d'Afensou .....	45
IV.7.7 Dimensionnement de la capacité du réservoir d'Agouni-oujilbane.....	46
IV.7.8. Dimensionnement de la capacité du réservoir de Belias.....	47
IV.7.9 Dimensionnement de la capacité du réservoir d'Igounane02 .....	48
IV.7.10. Dimensionnement de la capacité du réservoir d'Ighiloumechdal .....	49
IV.7.11 Dimensionnement de la capacité du réservoir d'Amalou .....	50
IV.8. Forme des réservoirs .....	51
IV.9. Conclusion : .....	52

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

V.1. Introduction.....	53
V.2. Définition et types d'adductions.....	53
V.2.1. Adduction gravitaire.....	53
V.2.2. Adduction par refoulement.....	53
V.2.3. Adduction mixte.....	53
V.3. Critères de choix de tracé .....	53
V.4. Description du schéma d'adduction .....	53
V.5. Choix du matériau des conduites.....	56
V.6. Etude technico-économique des conduites.....	56
V.7. Calcul hydraulique.....	57
V.7.1. Calcul de la vitesse .....	57
V.7.2. Calcul des pertes de charge .....	57

V.7.2.1. Les Pertes de charges linéaires .....	57
V.7.2.2. Les Pertes de charge singulières.....	58
V.7.2.3. Les pertes de charge totales.....	58
V.7.3. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation.....	58
V.7.4. Puissance de pompage.....	58
V.7.5. Energie consommée par la pompe.....	59
V.7.6. Coût d'énergie et frais d'exploitation .....	59
V.7.7. Frais d'amortissement.....	59
V.7.8. Calcul du bilan.....	60
V.8. Calcul des conduites gravitaire.....	60
V.9. Equipements de l'adduction .....	60
V.9.1. Robinets-vannes.....	60
V.9.2. Clapets.....	60
V.9.3. Vidange.....	61
V.9.4. Ventouses.....	61
V.10. Calcul du diamètre économique de l'adduction par refoulement.....	61
V.10.1. Tronçon SR1-SR2.....	61
V.10.1.1. Calcul des pertes de charge totales.....	61
V.10.1.2. Calcul des frais d'exploitation .....	61
V.10.1.3. Calcul des frais d'amortissement.....	62
V.10.1.4. Calcul du bilan.....	62
V.10.2. Tronçon SR2-SR4.....	62
V.10.2.1. Calcul des pertes de charge totales.....	63
V.10.2.2. Calcul des frais d'exploitation .....	63
V.10.2.3. Calcul des frais d'amortissement .....	63
V.10.2.4 Calcul du bilan.....	63
V.10.3. Tronçon SR4-SR5.....	64
V.10.3.1 Calcul des pertes de charge totales.....	64
V.10.3.2. Calcul des frais d'exploitation .....	64
V.10.3.3. Calcul des frais d'amortissement .....	65
V.10.3.4. Calcul du bilan.....	65
V.10.4. Tronçon SR5-reservoir de tête.....	65
V.10.4.1. Calcul des pertes de charge totales.....	65
V.10.4.2. Calcul des frais d'exploitation.....	66

V.10.4.3. Calcul des frais d'amortissement.....	66
V.11. Calcul du diamètre économique des adductions gravitaires.....	67
V.11.1. Tronçon réservoir Tazazrait – SR1.....	67
V.11.1.1. Calcul du diamètre avantageux.....	67
V.11.2. Tronçon réservoir projeté (Ikhriben)-réservoir Tala –amara.....	68
V.11.2.1. Calcul du diamètre avantageux.....	68
V.11.3. Tronçon réservoir projeté (Ikhriben)-réservoir Ikhriben1.....	69
V.11.3.1. Calcul du diamètre avantageux.....	69
V.11.4. Tronçon réservoir projeté (Igounane)-réservoir Cheraïoua.....	70
V.11.4.1. Calcul du diamètre avantageux.....	70
V.11.5. Tronçon réservoir Afensou-réservoir Agouni-oujilbane.....	70
V.11.5.1. Calcul du diamètre avantageux.....	71
V.11.6. Tronçon réservoir Afensou-réservoir Belias.....	71
V.11.6.1. Calcul du diamètre avantageux.....	71
V.11.7. Tronçon réservoir Afensou- réservoir Igounane.....	72
V.11.7.1. Calcul du diamètre avantageux.....	72
V.11.8. Tronçon réservoir Afensou-reservoir Ighil oumechdal.....	73
V.11.8.1. Calcul du diamètre avantageux.....	73
V.11.9. Tronçon réservoir Ighil Oumechdal - réservoir Amalou.....	74
V.11.9.1. Calcul du diamètre avantageux.....	75
V.12. Conclusion.....	76

## **Chapitre VI : Pompes et Stations de pompage**

VI.1. Introduction.....	77
VI.2. Définition.....	77
VI.3. Éléments constitutifs d'une station de pompage.....	77
VI.4. Classification des pompes.....	77
VI.4.1. Les pompes volumétriques.....	77
VI.4.2. Les turbopompes.....	77
VI.5. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge.....	78
VI.6. Constitution d'une pompe centrifuge.....	79
VI.6.1. Diffuseur et volute.....	79
VI.6.2. La roue.....	79

VI.6.3. Vis de remplissage .....	79
VI.6.4. Presse-étoupe .....	79
VI.6.5. Flasques "disques» .....	80
VI.6.6. Le palier. ....	80
VI.6.7. L'arbre.....	80
VI.7. Choix des pompes.....	80
VI.8. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe .....	80
VI.8.1. La courbe hauteur-débit ( $H = f(Q)$ ).....	80
VI.8.2. La courbe rendement-débit ( $\eta = f(Q)$ ).....	80
VI.8.3. La courbe des puissances absorbées-débit ( $P = f(Q)$ ).....	80
VI.9. Caractéristiques d'une conduite .....	81
VI.10. Le point de fonctionnement de la pompe .....	81
VI.10.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage .....	82
VI.10.2. Régulation par étouffement (Le vannage.....	82
VI.10.3. Rognage de la roue.....	83
VI.10.4. Variation de la vitesse de rotation.....	83
VI.11. Couplage des pompes.....	84
VI.11.1. Couplage en parallèle.....	84
VI.11.2. Couplage en série .....	84
VI.12. Etude de la cavitation.....	84
VI.13. Types de pompes à adopter pour la station de reprise SR1-SR2 .....	85
VI.13.1. Caractéristique de la conduite .....	85
VI.13.2. Caractéristique de la pompe .....	86
VI.13.3.Réalisation du point de fonctionnement.....	86
VI.13.4. vérification de la non la cavitation .....	87
VI.14. Types de pompes à adopter pour la station de reprise SR2-SR4 .....	88
VI.14.1. Caractéristique de la conduite .....	88
VI.14.2. Caractéristique de la pompe .....	88
VI.14.3. vérification de la non cavitation.....	89
VI.15. Types de pompes à adopter pour la station de reprise SR4-SR5 .....	89
VI.15.1. Caractéristique de la conduite .....	89
VI.15.2. Caractéristique de la pompe .....	89
VI.15.3.Réalisation du point de fonctionnement.....	90
VI.15.4. vérification de la non la cavitation .....	91
VI.16. Types de pompes à adopter pour la station de reprise SR5-R tête.....	92



VI.16.1. Caractéristique de la conduite .....	92
VI.16.2. Caractéristique de la pompe .....	92
V.16.3. vérification de la non cavitation .....	93
V.17.Conclusion.....	93

## **Chapitre VII : Protection des conduites**

VII.1. Introduction.....	94
VII.2. Causes du phénomène.....	94
VII.3. Conséquences du phénomène .....	94
VII.4. Moyens de protection contre le coup de bélier .....	94
VII.4.1. Le volant d’inertie.....	95
VII.4.2. Soupape de décharge .....	95
VII.4.3. Les ventouses.....	95
VII.4.4.Cheminées d’équilibre .....	95
VII.4.5. Les réservoirs d’air .....	96
VII.4.6. Tableau récapitulatif des différents équipements anti-bélier.....	96
VII.4.7. définition des pressions.....	97
VII.4.7.1.la pression nominale .....	97
VII.4.7.2.la pression maximale de service .....	97
VII.4.8. Principe de construction de l’épure de BERGERON.....	98
VII.4.9. Etude du coup de bélier .....	100
VII.4.9.1. Calcul de la célérité d’onde .....	100
VII.4.9.2. Valeur numérique du coup de bélier .....	100
A. Cas d’une fermeture brusque .....	100
B. Cas d’une fermeture lente .....	101
VII.4.9.3. Calcul des valeurs de coup de bélier pour les tronçons gravitaire .....	101
A. Tronçon Tazazrait –SR1 .....	101
B. Tronçon Ikhriben- Tala Amara.....	102
C. Tronçon Igounane -Charaioua.....	103
D-tronçon Afensou –AgouniOujilbane.....	104
E-Tronçon Afensou –Belias.....	105
F-Tronçon Afensou –Igounane .....	105
G. Tronçons Afensou –I Oumechdal .....	106

H. Tronçons I Oumechdal- Amalou.....	106
VII.4.9.4. calcul des valeurs du coup de bélier dans les tronçons refoulement .....	107
A. Interprétation des résultats .....	107
VII.5. Conclusion.....	110

## **Chapitre VIII : Distribution**

VIII.1. Introduction.....	111
VIII.2. Classification des réseaux.....	111
VIII.2.1. Réseau maillé.....	111
VIII.2.2. Réseau ramifié.....	111
VIII.2.3. Réseau étagé.....	111
VIII.2.4. Réseau combiné.....	111
VIII.3. Principe de tracé du réseau.....	112
VIII.4. Choix du type des conduites.....	112
VIII.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	113
VIII.5.1. Débit spécifique.....	113
VIII.5.2. Débit en route.....	113
VIII.5.3. Débit aux nœuds (nodaux) .....	113
VIII.6. Calcul du réseau.....	115
VIII.6.1. Etapes d'utilisation du logiciel EPANET .....	115
VIII.6.2. Simulation du réseau.....	115
VIII.6.3. Cas de pointe.....	116
VIII.6.3.1. Résultats de la simulation de réseau.....	116
A. Les diamètres.....	116
B. La vitesse.....	116
C. La pression.....	116
VIII.6.4. Cas de pointe plus incendie.....	121
VIII.6.4.1. Calcul de débit de pointe plus incendie.....	122
VIII.6.4.2. Résultat de la simulation.....	122
VIII.7. Equipement du réseau de distribution.....	125
VIII.7.1. Choix de type des conduites.....	125
VIII.7.2. Appareils et accessoire du réseau.....	125
VIII.8. Conclusion .....	125

***INTRODUCTION  
GENERALE***

## **Introduction générale**

L'eau n'est pas nécessaire à la vie, l'eau est la vie » Saint-Exupéry. L'eau est indispensable à l'existence, au développement et à la vie de l'homme. De sa conception à la réalisation de ses activités comme l'industrie ou l'agriculture, l'homme a besoin de l'eau. Elle est une ressource si vitale qu'elle semble banale, mais sans elle, l'homme disparaîtrait.

On l'appelle aujourd'hui « l'or bleu », c'est un besoin fondamental, irremplaçable et chaque être humain a le droit à l'eau salubre. Mais pour près d'un milliard de personnes, cette promesse n'est pas encore tenue, ils vivent sans eau potable, la terre connaît une véritable crise d'eau. Parmi les pays qui sont touchés par cette problématique, l'Algérie, ses ressources conventionnelles en eau étaient insuffisantes pour subvenir aux besoins de la population, ce qui a incité les autorités à chercher d'autres ressources pour garantir l'alimentation en eau potable de la population.

Le schéma d'alimentation en eau potable de la commune de Tizi Rached, était constitué de trois parties distinctes :

- La zone alimentée à partir des forages sur l'oued Sébaou (chef-lieu et environs)
- La zone alimentée à partir de la chaîne d'Irdjene (Tala Amara)
- La zone alimentée à partir de Larba Nath Irathene (les villages du sud de la commune)

Toute cette commune, souffrait du manque d'eau, jusqu'à son raccordement au transfert du barrage de Taksebt, à Azazga, cependant seule la zone chef-lieu a été raccordée, de ce fait les deux zones restantes sont demeurées mal alimentées, une réflexion est alors engagée à l'effet de réaliser l'extension de la chaîne du chef-lieu d'autant plus que l'eau est disponible ; c'est donc l'objet de notre étude, où il y'aura lieu de dimensionner les extensions de la chaîne en ouvrage et canalisations, de vérifier les infrastructures existantes à l'effet de les garder, de les réformer ou de les renforcer.

Afin d'aboutir aux objectifs du projet, l'étude est structurée en huit chapitres :

- Une présentation globale du site et donnée et une idée sur la situation hydraulique dans la région d'étude, feront l'objet du premier chapitre.
- En second lieu, nous présenterons les estimations des différents besoins de la population.
- Le troisième chapitre sera consacré pour l'étude de diagnostic des ouvrages de stockage et de transfert

- Le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs de stockage projeté ainsi que la station de reprise pour mieux harmoniser entre l'offre et la demande en eau de la population
- Dans le cinquième chapitre, on s'intéressera au calcul des conduites d'adduction, en tenant compte du côté économique.
- Tandis que le choix des pompes à utiliser pour la station de pompages sera traité dans le sixième chapitre.
- Par la suite, nous passerons, dans le septième chapitre, à la protection des conduites, ayant pour objectif d'avoir un réseau résistant et durable.
- Le huitième et le dernier chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau de distribution.

Une conclusion générale achèvera notre étude.

**PRESENTATION DE LA  
ZONE DETUDE**

## I.1. Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation générale de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle, afin de calculer le déficit en eau à combler.

## I.2. Situation de la zone d'étude

### I.2.1. Situation géographique

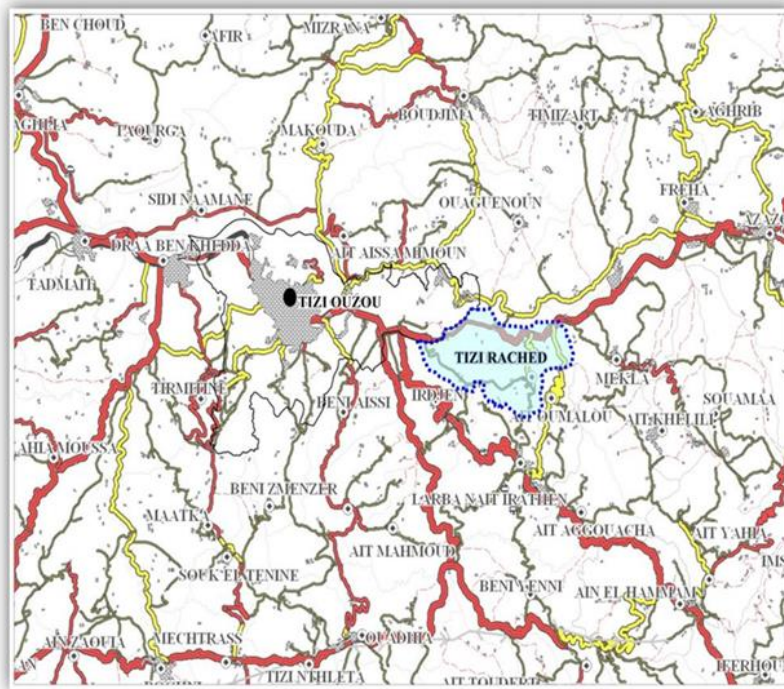
La commune de Tizi rached à une superficie de 31.05 km<sup>2</sup>, elle est située à l'Est du Chef-lieu de la Wilaya de Tizi Ouzou [1].

### I.2.2. Limites administratives

La commune de Tizi Rached est délimitée comme suit [1] :

- Au Nord : par la commune de Ouagnoune.
- A l'Est : par la commune de Mekla et Ait oumalou.
- Au Sud : par la commune de Laarbaa Nath Irathen et Irdjen.
- A L'ouest : par la commune de Tizi Ouzou.

La situation géographique de la commune et les limites administratives des localités avoisinantes sont représentées dans la figure (I.1) ci –dessous :



*Figure (I.1) : Situation géographique de la commune de Tizi Rached*



De point de vue de l'aménagement, la commune de Tizi Rached compte trois zones qui se présentent comme suit [1] :

- **La zone de montagne** : située au sud de la commune et qui correspond au site d'implantation de 08 villages structurés le long de chemins communaux.
- **la zone tampon** : située au piémont de la zone de montagne où est implantée l'agglomération chef-lieu
- **La zone de Plaine** : située au Nord de la commune sur laquelle sont implantés la zone industrielle d'Oued Aissi et la zone d'activité de Taboukert.

La zone d'étude est montrée dans la figure (I.2) ci-dessous :

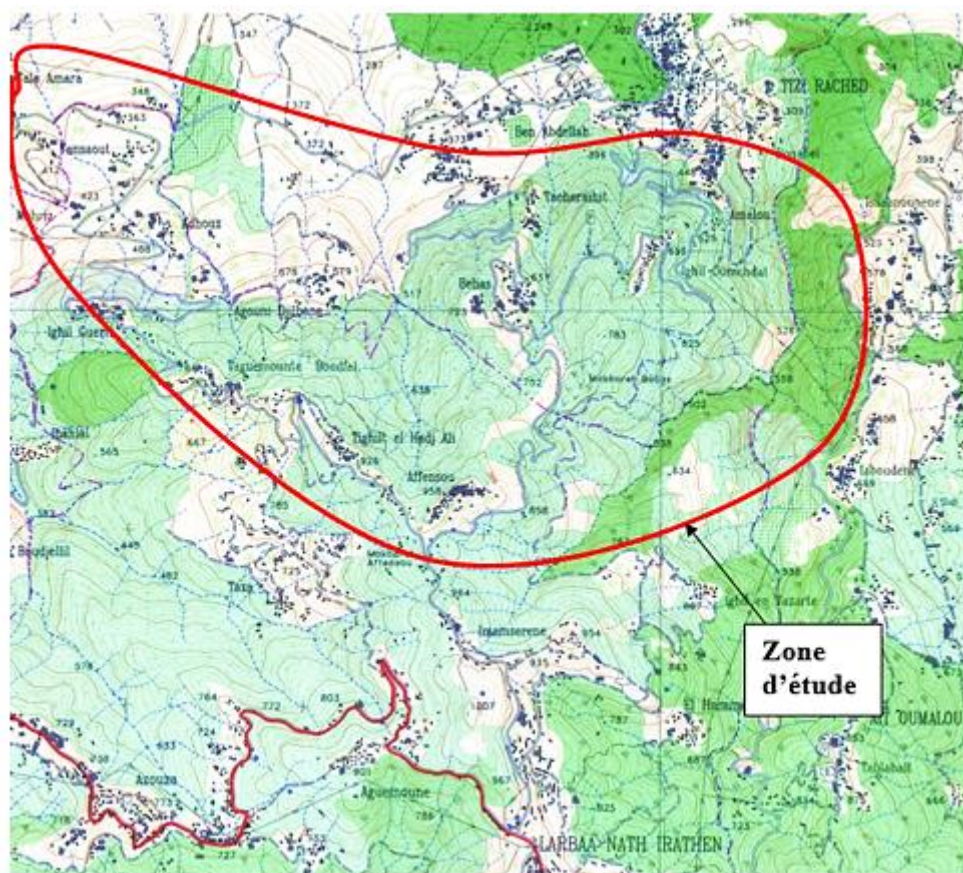


Figure (I.2) : carte montrant la zone d'étude.

### I.2.3. Situation hydrographique

Le réseau hydrographique de la commune se rattache au bassin du Sebaou est constitué de trois oueds.

Les trois oueds sont [1] :

- **Oued Sebaou** : cours d'eau principal du bassin versant, il traverse la commune au Nord sur une longueur de 18.95 km d'Est en Ouest.
- **Oued Rebta** : traverse la commune sur la limite Est sur une longueur de 6.21km du Sud au Nord et se déverse dans l'Oued Sebaou.
- **Oued Bousmahel** : traverse la commune sur la limite Ouest.

**Remarque** : La zone Nord de la commune est une plaine constituée d'alluvions qui représente des terrasses aquifères donnant des nappes aquifères importantes.

### I.2.4. Situation climatique

#### I.2.4.1. Le climat

Le climat de la région de Tizi Rached est dit méditerranéen tempéré, caractérisé par deux saisons un hiver froid et humide et un été chaud et sec, Avec des températures très élevées en été vers le mois de Juillet et Août, avec une moyenne de 27,97°C et 28,12°C, et basses aux mois de Janvier et Février avec une moyenne de 10,11°C et 10.55°C [1]

#### I.2.4.2. Les vents

Les vents sont de toutes directions durant toute l'année, à l'exception de l'été ou les vents d'EST prédominent [1]

#### I.2.4.3. Pluviométrie

Les précipitations moyennes annuelles varient entre 500 et 800 mm, elles tombent durant 7 mois (entre Octobre et Mars) [1]. Le tableau (I.1) donne la répartition mensuelle des précipitations

**Tableau (I.1) : répartition mensuelle des précipitations**

MOIS	J	F	M	A	Mai	Juin	J	A	S	O	N	D	totale
Précipitation (mm)	9,28	95,3	90	80,8	52,8	18,4	4,6	7,8	36,8	55,3	106,4	116,3	705

### I.2.5. Situation démographique

L'étude de la population reste une partie fondamentale dans notre étude. D'après le dernier recensement qui a été effectué par le service de l'APC de Tizi Rached (2008), la population de la commune était de 17112 habitants avec un taux d'accroissement de 1 % [1]. La Répartition de la population de la commune de Tizi Rached par village est représentée dans le tableau (I-2) ci – dessous.

**Tableau (I.2) : Répartition de la population de la commune de Tizi Rached par village**

Village	Nombre d'habitant
Boushel	1492
Tizenaguine	713
Takaats	690
Charaioua	741
Ikhriben	1271
Tizi Rached	2136
Amalou	176
Tala Amara	2189
Taboukert	997
Timezguida	1602
Ifknes	267
Tala Toulmouts	1809
Lazib	709
Belias	162
Igounane	491
Ighil Oumechdal	466
Abassane	615
Agouni Oujilbane	418
Route-Taja-Bousmahel	168
Totale	17112

**Remarque** :Le système d'alimentation concerne seulement les villages suivants (Ikhriben, Chariotai, Belias, Boushel, ,centre-ville de Tizi Rached ,lazib-Cheraioua, Taboukert,Timezguida, Tala toulmouts, Takaats ,Ighil Oumechedal, Amalou, Igounane, Tala Amara, Agouni Oudjilbane et Iboudrarene). Ce qui veut dire que la population concernée sera égale à 16620 habitants, les autres villages sont alimentés par un autre système d'alimentation.

### **I.2.6.Situation hydraulique**

La situation actuelle de l'A.E.P de la zone d'étude se présente comme suit [1] :

Le système d'A.E.P de la commune de Tizi Rached est composé de chaînes d'alimentation qui prennent source à partir de la conduite SPET (Système de Piquage des Eaux de Taksebt) puisqu'elle est située à environ 10 km de ce dernier.

Les eaux de ces ressources sont ensuite acheminées vers une station de reprise puis refoulées par cette dernière vers des réservoirs de stockages, la distribution s'effectuera à partir de ces réservoirs.

#### ***1.2.6.1. La chaîne de refoulement de Tizi Rached***

L'alimentation de cette chaîne se fait actuellement à partir du réservoir de transfert 1000 m<sup>3</sup> raccordé à la conduite de transfert Taksebt-Azazga (DN 800), ce dernier alimente la SR1 par une conduite d'adduction gravitaire DN250 en fonte.

- La S.R1 est équipée de :
  - Une bâche de Stockage de 500 m<sup>3</sup>.
  - 02 groupes électropompes de 160 m<sup>3</sup>/h chacune avec HMT= 200 m.
  - 01 groupe électropompe de 120 m<sup>3</sup>/h avec HMT= 200 m.

Cette station refoule l'eau vers le Réservoir 500 m<sup>3</sup> surélevé de la SR2 situé au niveau de Boushel par une conduite DN 250, Elle alimente aussi gravitaire ment les Zones Partie basse de Taboukert, Les habitant le long de la route de de Tizi Rached et la partie basse Timezguida, et ceci à partir du réservoir R500 m<sup>3</sup>

- La S.R2 est équipée de :
  - ✓ Une bâche de Stockage de R500 m<sup>3</sup> surélevée
  - ✓ 02 groupes électropompes de 100 m<sup>3</sup>/h chacune avec HMT= 120
  - ✓ 01 groupe électropompe de 80 m<sup>3</sup>/h avec HMT= 120 m.

Cette station refoule l'eau vers le réservoir 500 m<sup>3</sup> situé au niveau du village Ikhriben par une conduite DN 250 dont une partie est en fonte et une partie en acier.

- Le réservoir R500 m<sup>3</sup> surélevé de la SR2 alimente aussi par gravité :
  - ✓ la zone Boushel, par une conduite PEHD DE90.
  - ✓ la partie haute de Taboukert par une conduite PEHD DN75
- Le réservoir R500 m<sup>3</sup> d'Ikhriben alimente par gravité :
  - ✓ Le Chef-lieu de Tizi Rached avec une conduite en PEHD DE200
  - ✓ Le village Ikhriben Avec une conduite en PEHD DE110.
  - ✓ Le village Lazib Charaioua, une partie de Tala Amara avec une conduite PEHD DE 125.

#### ***I.2.6.2. Chaîne de distribution Aboudid-Afensou***

La chaîne de Larbaâ-Nath-Irathen (LNI), alimente le réservoir de tête d'Afensou 500 m<sup>3</sup> par une conduite en Acier DN 150, ce dernier alimente la partie haute de la commune, située au sud du chef-lieu, l'alimentation est réalisée en conduites d'adductions vers les villages : Belias (acier DN 80), Ighil oumechdal (Acier DN 60), Takaats (Acier DN 60), Charaioua (PEHD DN 75) et Igounane (PEHD DN 110) ; le village Amalou est alimenté à partir du réservoir de Ighil oumechdal (PEHD DN50 PN 16).

#### **I.2.6.3. Chaîne de distribution Tagemount -Agouni oujilbane**

Le village d'Agouni oujilbane est alimenté à partir du réservoir R100 m<sup>3</sup> de Tagemount Boudfel (LNI) par une conduite en PEHD DN 63.

Le village Iboudraren est alimenté à partir du réservoir R30 m<sup>3</sup> Agouni Oujilbane par une conduite en PEHD DE50.

#### **I.2.6.4. Chaîne de distribution Ibahlal (Irdjen) –Tala Amara**

Le Réservoir du village Tala Amara est alimenté à partir du réservoir de 300 m<sup>3</sup> (brise charge) du village Ibahlal (Commune d' Irdjen) par une conduite d'adduction en Acier DN 150, Ce réservoir

de 500 m<sup>3</sup> alimente un autre réservoir de 200 m<sup>3</sup> avec une conduite en PEHD 160, ce dernier alimente à son tour la partie haute du village Tala Toulmouts.

▪ **But de notre étude**

Notre étude consiste à renforcer le système existant d'une part et d'une autre part dimensionner la nouvelle chaîne d'alimentation qui alimentera le réservoir d'Afensou, on projette une station de reprise ainsi que le réservoir (Ikhruben) qui alimentera le réservoir existant d'Ikhruben ainsi que le réservoir de Tala Amara

Ce réservoir qui sera projeté va ensuite refouler l'eau vers une autre station de reprise SR5 qui doit être située à Igounane 1, cette dernière alimentera le réservoir de Charaioua ainsi qu'elle va refouler l'eau vers le réservoir de tête de Afensou qui va permettre l'alimentation des autres localités gravitairement

Le schéma du réseau d'alimentation en eau potable existant de la commune de Tizi Rached est représenté par la figure (I.3)

### **I.3. Conclusion**

Ce chapitre, nous a permis de récolter les caractéristiques générales de notre zone d'étude ainsi que les données relatives à la situation hydraulique actuelle, qui vont nous servir pour l'élaboration du projet d'alimentation en eau potable dans les chapitres suivants.

***ESTIMATION DES  
BESOINS EN EAU***



## II.1.Introduction

Une bonne conception du projet commence tout d'abord par une bonne estimation des besoins que peut exiger l'agglomération en question. Dans ce présent chapitre on essayera d'évaluer ces besoins afin d'estimer le déficit à combler.

## II.2. Evolution de la population à l'horizon d'étude

Selon l'Office National des Statistiques et les RGPH 1998 et 2008, le taux d'accroissement est inférieur à 1% (0.87 % par année), pour notre étude nous retiendrons un taux d'accroissement de 1% pour l'estimation des populations futures, nous effectuerons nos prévisions pour l'horizon futur 2047 [1]

L'estimation de la population en situation future, consistera à prendre en compte l'évolution de la population à long terme.

Pour un taux d'accroissement défini, la loi d'évolution de la population d'une agglomération est donnée par la formule des intérêts composés suivante :

$$P_n = p_0 (1+\tau)^n \quad (\text{II.1})$$

Avec :

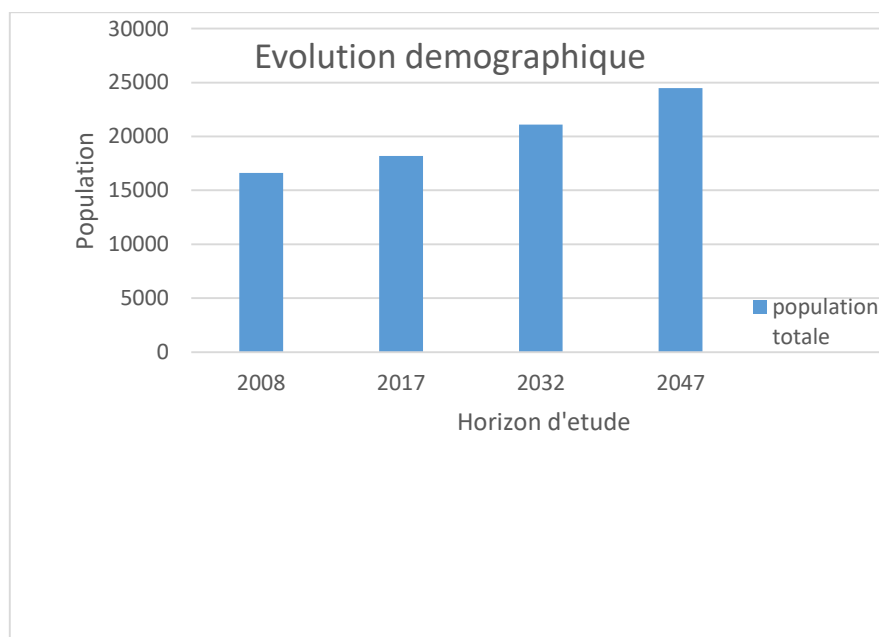
- $P_n$  : population à l'horizon d'étude.
- $P_0$  : la population a l'année de référence (2008).
- $\tau$  : Le taux d'accroissement de la population en (%), dans notre cas  $\tau=1\%$
- $n$  : le nombre d'années pour laquelle la croissance est géométrique, séparant l'année De Base de l'année d'horizon

Le résultat de calcul de la population est représenté dans le tableau (II.1) ci-dessous

(Tableau II.1) : Evaluation de la population à différents horizons

Village	Population (2008)	Population actuelle(2017)	Population à moyen terme (2032)	Population à long terme (2047)
Belias	162	177	205	238
Igounane	491	537	623	723
Timezguida	1602	1752	2034	2361
Charaioua	2012	2200	2554	2965
Ighil-Oumechdal	466	510	592	687
Amalou	176	192	223	259
Agouni-Oujilbane	418	457	530	615
Lazib charaioua	709	775	900	1045
Tala –Amara	2189	2394	2779	3226
Tala-Toulmouts	1809	1978	2296	2665
Takaats	690	755	876	1017
Taboukert	997	1090	1265	1469
Ikhriben	1271	1390	1614	1874
Tizi –Rached (chef-lieu)	2136	2336	2712	3148
Boushel	1492	1632	1895	2200
Total	16620	18175	21098	24492

L'évaluation de la population de la zone d'étude pour les différents horizons est illustrée dans la figure (II.1) ci –dessous.



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

### II.3 .Evolution des besoins en eau de la population de la région d'étude

Pour notre cas la dotation moyenne selon le service d'ApC de Tizi Rached arrêtée à 150l/j/hab

Les équipements qui existent dans la zone d'étude sont regroupés dans le tableau (II.2) ci – dessous [1]

**Tableau(II.2) : équipements existants**

Zone	Secteur	Equipements
Zone d'étude	Scolaire	12 écoles primaires, 02 CEM, 02 Lycées
	Administratif	02 postes, 01 banque, 01 APC, 01 Daira
	Sanitaire	4 salle de soins
	Socio-culturel	06 Mosquées, 09 Maisons de jeune

#### II.3. 1. Les besoins domestiques

Le Calcul les besoins moyens journaliers à l'horizon est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy. j}} = \sum \frac{N_i \times q_i}{1000} \quad (\text{II.2})$$

Ou :

- $Q_{\text{moy. j}}$  : consommation moyenne journalière en ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).
- $q_i$  : dotation moyenne journalière en ( $\text{l}/\text{j}/\text{hab.}$ ).
- $N_i$  : nombre de consommateurs.

**Remarque** : La consommation moyenne journalière de toute l'Agglomération s'obtient en additionnant toutes les consommations moyennes journalières des différents secteurs.

Les différentes consommations journalières à différents horizons sont données dans le tableau (II.3) ci – après

**Tableau (II.3) : Récapitulatif des consommations journalières**

Village	Population actuelle (2017)	Dotation (l/j/hab)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Population a moyen term (2032)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Population à long term (2047)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Belias	177	150	26,55	205	30,75	238	35,7
Igounane	537	150	80,55	623	93,45	723	108,45
Timezguida	1752	150	262,8	2034	305,1	2361	354,15
Charaioua	2200	150	330	2554	383,1	2965	444,75
Ighil-Oumechdal	510	150	76,5	592	88,8	687	103,05
Amalou	192	150	28,8	223	33,45	259	38,85
Agouni-Oujilbane	457	150	68,55	530	79,5	615	92,25
Lazib-charaioua	775	150	116,25	900	135	1045	156,75
Tala Amara	2394	150	359,1	2779	416,85	3226	483,9
Tala-Toulmouts	1978	150	296,7	2296	344,4	2665	399,75
Takaats	755	150	113,25	876	131,4	1017	152,55
Taboukert	1090	150	163,5	1265	189,75	1469	220,35
Ikhriben	1390	150	208,5	1614	242,1	1874	281,1
Tizi-Rached (chef –lieu)	2336	150	350,4	2712	406,8	3148	472,2
Boushel	1632	150	244,8	1895	284,25	2200	330
Total	18175		2726,25	23130	3164,7	26539	3673,8

**II.3.2 .Besoins scolaires**

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau (II.4) suivant :

**Tableau (II.4) : Les Besoins scolaires de la zone d'étude**

Village	Equipe ment	nombre	effectifs	Dotation (l/j/élève.)	Besoin (m <sup>3</sup> /j)
Belias	-	-	-	-	-
Igounane	-	-	-	-	-
Charaioua	école primaire	01	290	15	4.35
Amalou	-	-	-	-	-
Ighil Oumechdal	Ecole primaire	01	70	15	1.05
Takaats	Ecole primaire	01	74	15	1.11
Agouni Oujilban	Ecole primaire	01	45	15	0.68
Tala –Amara	Ecole primaire CEM	01	230	15	3.45
		01	178	15	2.67
Tala-Toulmouts	Ecole primaire	01	192	15	2.88
Taboukert	Ecole primaire	01	106	15	1.59
Timezguida	Ecole primaire	01	170	15	2.55
Lazib-charaioua	Ecole primaire	01	75	15	1.13
Ikhríben	Ecole primaire Lycée	01	135	15	2.03
		01	58	15	0.87
Tizi-Rached (chef-lieu)	Ecole primaire CEM Lycée	01	215	15	3.23
		01	294	15	4.41
		01	167	15	2.51
Boushel	Ecole primaire	01	159	15	2.39

**II.3.3. Besoins administratifs**

Les besoins administratifs sont regroupés dans le tableau (II.5) suivant :

**Tableau (II.5) : les besoins administratifs de la zone d'étude**

Villages	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvrier)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Tala –Amara	01 poste	05	30	0,15
Tizi-Rached (chef-lieu)	01poste	06	30	0,18
	01banque	20	30	0,6
	01 APC	15	30	0,45
	01Daira	10	30	0,3

**II.3.4.Besoins sanitaires**

Les besoins sanitaires sont regroupés dans le tableau (II.6) suivant

**Tableau (II.6) : Les Besoins sanitaires de la zone d'étude**

Villages	Equipements	Nombre	Nombre de lit	Dotation (l/j/lit)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Ighil-Oumechdal	Salle de soin	01	02	500	1
Tala-Amara	Salle de soin	01	03	500	1,5
Taboukert	Salle de soin	01	02	500	1
Tizi Rached (chef-lieu)	centre de santé	01	05	500	2,5

**II.3.5.Besoins socio-culturels**

Les besoins socio-culturels sont regroupés dans le tableau (II.7) suivant

**Tableau (II.7) : Les Besoins socio-culturels de la zone d'étude**

Villages	Type d'équipement	Nombre d'employé	Dotation (l/j/usager)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Ighil Oumechdal	01 Mosquée	04	15	0,06
	01 Maison de jeune	05	60	0,3
Tala-Amara	01 Mosquée	04	15	0,06
	01 Maison de jeune	12	60	0,72
Taboukert	01 Maison de jeune	08	60	0,48
Takaats	01 Mosquée	05	15	0,075
	01 Maison de jeune	08	60	0,48
Belias	01 mosquée	03	15	0,045
	01 maison de jeune	06	60	0,36
Igounane	01 maison de jeune	05	60	0,3
Charaioua	01 Mosquée	04	15	0,06
Tizi Rached (chef –lieu)	01 Mosquée	08	15	0,15
	03 Maisons de jeunes	15	60	0,9

### II.3.6. Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau (II.8) suivant :

**Tableau(II.8) : récapitulatif des différentes consommations journalière**

Villages	Domestiques (m <sup>3</sup> /j)	scolaires (m <sup>3</sup> /j)	administratifs (m <sup>3</sup> /j)	sanitaires	Socioculturel (m <sup>3</sup> /j)	Q (m <sup>3</sup> /j)
Amalou	38,85	-	-	-	-	38,85
Ighil Oumechdal	103,05	1,05	-	1	0,36	104,46
Igounane	108,45	-	-	-	0,3	108,75
Belias	35,7	-	-	-	0,405	36,11
Charaioua	444,75	4,35	-	-	0,06	449,16
Agouni Oujilbane	92,25	1,35	-	-	-	93,6
Takaats	152,55	2,22	-	-	0,555	155,325
Tala-Amara	483,9	12,24	0,15	1,5	0,78	498,57
Tala- Toulmouts	399,75	5,76	-	-	-	405,51
Taboukert	220,35	3,18	-	1	0,48	225,01
Timezguida	354,15	5,1	-	-	-	359,25
LAzib- Charaioua	156,75	2,25	-	-	-	159
Ikhriben	281,1	5,79	-	-	-	286,89
Boushel	330	2,39	-	-	-	332,39
Tizi Rached (chef-lieu)	472,2	10,15	1,53	2,5	1,05	48,23
<b>Total (m<sup>3</sup>/j)</b>						<b>3740,11</b>

#### II.4. Estimation des besoins en tenants compte des pertes

La consommation moyenne journalière est majorée de 15% pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière et pour combler les fuites qui sont dues soit :

- A la consommation non quantifiée (illégal).
- Aux fuites dans le réseau d'adduction.
- Aux fuites dans le système de distribution qui sont en fonction du type de tuyau, les différents équipements hydrauliques, la nature du terrain et la qualité d'entretien.
- Aux fuites chez le consommateur (robinets).

La consommation moyenne journalière a été évaluée comme suite :

➤ Long terme : 3740,11 m<sup>3</sup>/

En tenant compte des pertes :



➤ Long terme :  $p = 3740.11 * 0.15 = 561,02 \text{ m}^3/\text{j}$

Donc On aura un débit moyen journalier a horizon 2047 de :

$$Q_{\text{moy},j} = 3740,11 + 561,02 = 4301,13$$

$$Q_{\text{moy},j} = 4301,13 \text{ m}^3/\text{j}$$

## II.5. Variations de consommation maximale et minimale journalière

Durant les jours de l'année, le débit consommé peut être plus grand ou plus petit que la valeur moyenne calculée, ceci est dû aux différents climats et coutumes. Il s'agit alors de calculer les débits de consommation journaliers maximums et minimums.

### II.5.1. Consommation maximale journalière

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum ( $K_{\text{max},j}$ ), qui tient compte des variations journalières de la consommation. Il représente le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière.

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

Où :

-  $Q_{\text{max},j}$  : débit maximal journalier ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

Avec :

-  $K_{\text{max},j} \in [1, 1-1,3]$

On prend  $K_{\text{max},j} = 1,3$

D'où :  $Q_{\text{max},j} = 1,3 \times Q_{\text{moy}}$

### II.5.2. Consommation minimale journalière

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière minimum ( $K_{\text{min},j}$ ), qui représente le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

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

Où

-  $Q_{\text{min},j}$  : débit minimal journalier ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

Avec :

-  $K_{\min,j} [0,7-0,9]$

On prend  $K_{\min,j} = 0,9$

D'où :  $Q_{\min,j} = 0,9 \times Q_{\text{moy},j}$

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure la consommation moyenne journalière.

Les résultats de calculs des consommations minimales et maximale journalières sont représentés dans le tableau (II.9)

*Tableau(II.9) : Consommations maximale et minimale journalière pour chaque village*

Villages	Q moy.j	K max, j	Qmax.j (m <sup>3</sup> /j)	k min, j	Qmin.j (m <sup>3</sup> /j)
Amalou	38,85	1,3	50,51	0,9	34,97
Ighil –oumechdal	104,46	1,3	135,79	0,9	94,01
Igounane	108,75	1,3	141,38	0,9	97,88
Belias	36,11	1,3	46,94	0,9	32,49
Charaioua	449,16	1,3	583,91	0,9	404,24
Agouni-Oujilbane-Iboudraren	93,6	1,3	121,68	0,9	84,24
Takaats	155,33	1,3	201,92	0,9	139,79
Tala-Amara	498,57	1,3	648,14	0,9	448,71
Tala-Toulmouts	405,51	1,3	527,16	0,9	364,95
Taboukert	225,01	1,3	292,51	0,9	202,51
Timezguida	359,25	1,3	467,03	0,9	323,33
LAzib-Charaioua	159	1,3	206,7	0,9	143,1
Ikhriben	286,89	1,3	372,96	0,9	258,20
Boushel	332,39	1,3	432,11	0,9	299,15
Tizi Rached (chef-lieu)	487,23	1,3	633,4	0,9	438,501
Totale	3740,11	1,3	4862,14	0,9	3366,09
Total(en tenant compte des pertes)	4301,13	1,3	<b>5591,47</b>	0,9	<b>3871,02</b>

En intégrant les coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum, on garantit la satisfaction des besoins en eau de notre agglomération, ce qui permet de dimensionner le réseau en fonction du débit maximum journalier qui est égal à  $Q_{\max,j} = 5591,47 \text{ m}^3/\text{j}$  c'est-à-dire  $Q_{\max,j} = 64,72 \text{ l/s}$ .

**II.6 .Répartition des débits par zone d'alimentation :**

La répartition des débits par zone d'alimentation est représentée dans le tableau (II.10)

**Tableau (II.10) :** répartition des débits par zone d'alimentation

Villages	Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Pourcentage d'alimentation	Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Les pertes dans le réseau	Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Tala –Toulmouts	527,16	70%	369,01	0,15	424,36
Taboukert	292,51	30%	87,75	0,15	100,91
Timezguida	467,03	80%	373,62		429,66
Taboukert	292,51	70%	204,76	0,15	235,47
Takaats	20,92	70%	141,34		162,54
Timezguida	46,03	20%	93,41		107,42
Boushel	432,11	100%	432,11		496,93
Tizi Rached	633,4	100%	633,4	0,15	728,41
Ikhriben	372,96	100%	372,96		428,90
Lazib-Charaioua	206,7	100%	206,7		237,71
Tala-Amara	648,14	100%	648,14	0,15	745,36
Tala –Toulmouts	527,16	30%	158,15		181,87
Charaioua	58,91	100%	583,91	0,15	671,5
Igounane	141,38	60%	84,83		97,55
Amalou	50,51	100%	50,51	0,15	58,09
Ighil-oumechdal	135,79	100%	135,79	0,15	156,16
Igounane	141,38	40%	56,55	0,15	65,03
Agouni-Oujilbane- Iboudrarene	121,68	100%	121,68	0,15	139,93
Takaats	201,92	30%	60,58	0,15	69,67
Belias	46,94	100%	46,94	0,15	53,98
Total	-	-	4862,14	-	5591,47

Le schéma montrant les débits de différentes zones d'alimentation est illustré dans la figure

(II.2)

## II.7. Calcul du déficit de la consommation

Le déficit de la consommation représente la différence entre les besoins calculés à l'horizon d'étude (2047) et le débit d'exploitation des ressources existante, le résultat de calcul est donné dans le tableau (II.11).

**Tableau (II.11) :** Calcul du déficit de consommation

Besoins en eau à l'an 2047 (m <sup>3</sup> /j)	Production en eau existante (m <sup>3</sup> /j)	Déficit (m <sup>3</sup> /j)
5591,47	2200	3391,47

## II.8. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons procédé d'une façon estimative au calcul des besoins en eau potable des différentes catégories de consommateurs de notre zone d'étude. Mais il est indispensable de dimensionner les ouvrages de stockage qui est l'objectif du chapitre suivant.

**DIAGNOSTIC DES  
OUVRAGES  
HYDRAULIQUES**

### III.1. Introduction

Afin de connaître avec précision l'ensemble des éléments qui composent le système d'alimentation en eau potable étudié et de trouver des solutions aux problèmes rencontrés et de prévenir les incidents, on présente ce chapitre qui nous permettra de détailler l'état de fait du système d'alimentation en eau potable et de faire un diagnostic dans le but de remédier aux différents incidents.

Dans notre étude on s'intéresse aux éléments suivants

- Les ouvrages de stockage (les réservoirs)
- Les stations de reprise
- Les conduites d'adduction

Après avoir effectué des visites de terrain et d'avoir pris conseil du bureau d'étude et la direction d'hydraulique de la wilaya de Tizi Ouzou nous avons pu recueillir les différentes informations.

### III.2. Ouvrage de stockage

#### III.2.1. Réservoir Tazazrait

Les caractéristiques de cet ouvrage sont décrites dans le tableau (III.1) ci-dessous

*Tableau (III.1) : Caractéristiques du réservoir de Tazazrait*

Capacité (m <sup>3</sup> )	1000
Type de cuve	Circulaire semi-enterré
Cote de radier (m)	177
Cote de trop plein (m)	181
Origine d'alimentation	Transfert du barrage (TaksebtAzazga)
Mode d'alimentation	Refoulement
Remplissage	Surverse
Volume d'incendie ( m <sup>3</sup> )	120
Secteur desservie	Bâche de la SR 1
Étanchéité de la cuve	Bon état
Lavage annuel	Oui

La figure (III.1) montre le réservoir de Tazazrait ainsi que la chambre de vanne



*Figure (III.1) : Réservoir de Tazazrait et la chambre de vanne*

### III.2.2. Réservoir de la SR1

Les caractéristiques de cet ouvrage sont décrites dans le tableau (III.2) ci-dessous

**Tableau (III.2) : Caractéristiques de réservoir de la SR1**

Capacité (m <sup>3</sup> )	500
Type de cuve	Circulaire-semi enterrée
Cote de radier (m)	160
Cote de trop plein (m)	164
Origine d'alimentation	Réservoir Tazazrait 1000 m <sup>3</sup>
Mode d'alimentation	gravitaire
Remplissage	surverse
Volume d'incendie (m <sup>3</sup> )	120
Secteur desservie	La partie basse de la localité Taboukert, La partie basse de Timezguida
Étanchéité de la cuve	Bon état
Lavage annuel	Oui

La figure (III.2) montre le réservoir de la SR1 ainsi que la chambre de vanne



**Figure (III.2) : Vue extérieure du réservoir de la SR1 et la chambre de vanne**

### III.2.3. Réservoir Boushel

Les caractéristiques de cet ouvrage sont décrites dans le tableau (II.3) ci -après

**Tableau (III.3) : Caractéristiques du réservoir de Boushel**

Capacité (m <sup>3</sup> )	500
Type de cuve	Surélevé carré
Cote de radier (m)	308
Cote de trop plein (m)	312
Origine d'alimentation	Bâche de la SR1
Mode d'alimentation	Refoulement
Remplissage	Surverse
Volume d'incendie (m <sup>3</sup> )	120
Secteur desservie	La partie haute de la localité de Taboukert, le réservoir Ikhríbene 500 m <sup>3</sup>
Étanchéité de la cuve	Bon état
Lavage annuel	Oui

La figure (III.3) montre le réservoir de Boushel et la chambre de vanne



**Figure (III.3) : Vue extérieure du réservoir de Boushel et la chambre de vanne**



**III.2.4. Réservoir Ikhriben**

Les caractéristiques de cet ouvrage sont décrites dans le tableau (III.4) ci-dessous

**Tableau (III.4) : Caractéristiques du réservoir d'Ikhriben**

Capacité (m <sup>3</sup> )	500
Type de cuve	Circulaire semi -enterré
Cote de radier (m)	422
Cote de trop plein (m)	426
Origine d'alimentation	Réservoir de Boushel
Mode d'alimentation	Refoulement
Remplissage	Surverse
Volume d'incendie (m <sup>3</sup> )	120
Secteur desservi	Chef-lieu de Tizi Rached, localité Ikhriben, localité lazib-charaioua et une partie de la localité Tala Amara.
Étanchéité de la cuve	Bon état
Lavage annuel	Oui

La figure (III.4) montre le réservoir d'Ikhriben et la chambre de vanne



**Figure (III.4) : Vue extérieure du réservoir d'Ikhriben et la chambre de vanne**

### III.2.5. Réservoir d'Afensou

Les caractéristiques de cet ouvrage sont décrites dans le tableau (III.5) suivant :

**Tableau (III.5) : caractéristiques du réservoir d'Afensou**

Capacité (m <sup>3</sup> )	500
Type de cuve	Circulaire semi-enterré
Cote de radier (m)	796,5
Cote de trop plein (m)	800,5
Origine d'alimentation	La chaine d'Oued Rabta
Mode d'alimentation	Gravitaire
Remplissage	Surverse
Volume d'incendie (m <sup>3</sup> )	120
Secteur desservie	Sud du chef-lieu, réservoir Belias 100 m <sup>3</sup> , Réservoir Igounane 50 m <sup>3</sup> , réservoir Charaioua 75 m <sup>3</sup> et réservoir Ighil Oumechdal 75m <sup>3</sup>
Etanchéité de la cuve	Bon état
Lavage annuel	Oui

La figure (III.5) montre le réservoir Afensou et la chambre de vanne.



**Figure (III.5) : Vue extérieure du réservoir d'Afensou et la chambre de vanne**

### III.2.6. Réservoir de Belias

Les caractéristiques de cet ouvrage sont décrites dans le tableau (III.6) ci-dessous.

**Tableau (III.6) : Caractéristiques du réservoir de Belias**

Capacité (m <sup>3</sup> )	100
Type de cuve	Circulaire semi enterré
Cote de radier (m)	726
Cote de trop plein (m)	730
Origine d'alimentation	Réservoir Afensou 500 m <sup>3</sup>
Mode d'alimentation	Gravitaire
Remplissage	Surverse
Volume d'incendie (m <sup>3</sup> )	120
Secteur desservie	Secteur de Belias
Etanchéité de la cuve	Bon état
Lavage annuel	Oui

La figure (III.6) montre le réservoir de Belias et la chambre de vanne.



**Figure (III.6) : Vue extérieure du réservoir de Belias et la chambre de vanne**

### III.2.7. Réservoir d'Igounane

Les caractéristiques de cet ouvrage sont décrites dans le tableau (III.7) ci-après.

**Tableau (III.7) : caractéristiques du réservoir d'Igounane**

Capacité (m <sup>3</sup> )	50
Type de cuve	Circulaire semi enterré
Cote de radier (m)	751
Cote de trop plein (m)	755
Origine d'alimentation	Réservoir Afensou 500 m <sup>3</sup>
Mode d'alimentation	Gravitaire
Remplissage	Surverse
Volume d'incendie (m <sup>3</sup> )	120
Secteur desservie	Village Igounane
Etanchéité de la cuve	Bon état
Lavage annuel	Oui

La figure (III.7) montre le réservoir d'Igounane et la chambre de vanne.



**Figure (III.7) : Vue extérieure du réservoir d'Igounane et la chambre de vanne**

### III.2.8. Réservoir de Charaioua

Les caractéristiques de cet ouvrage sont décrites dans le tableau (III.8) ci-dessous.

**Tableau (III.8) : caractéristiques du réservoir de Charaioua**

Capacité (m <sup>3</sup> )	75
Type de cuve	Circulaire semi-enterré
Cote de radier (m)	531
Cote de trop plein (m)	535
Origine d'alimentation	Réservoir Afensou 500 m <sup>3</sup>
Mode d'alimentation	Gravitaire
Remplissage	Surverse
Volume d'incendie (m <sup>3</sup> )	120
Secteur desservi	Village Charaioua
Étanchéité de la cuve	Bon état
Lavage annuel	Oui

La figure (III.8) montre la vue extérieure du réservoir Charaioua



**Figure (III.8) : Vue extérieure du réservoir de Charaioua**

**III.2.9. Réservoir d'Ighil Oumechdal**

Les caractéristiques de cet ouvrage sont décrites dans le tableau (III.8) suivant :

**Tableau (III.9) : Caractéristiques du réservoir d'Ighil Oumechdal**

Capacité (m <sup>3</sup> )	75
Type de cuve	Circulaire semi-enterré
Cote de radier (m)	687
Cote de trop plein (m)	691
Origine d'alimentation	Réservoir Afensou 500 m <sup>3</sup>
Mode d'alimentation	Gravitaire
Remplissage	Surverse
Volume d'incendie (m <sup>3</sup> )	120
Secteur desservie	Réservoir Amalou
Etanchéité de la cuve	Bon état
Lavage annuel	Oui

**III.2.10. Réservoir d'Amalou**

Les caractéristiques de cet ouvrage sont décrites dans le tableau (III.10) ci-dessous.

**Tableau (III.10) : Caractéristiques du réservoir de d'Amalou**

Capacité (m <sup>3</sup> )	50
Type de cuve	Circulaire semi-enterré
Cote de radier (m)	514
Cote de trop plein (m)	518
Origine d'alimentation	Réservoir Ighil –Oumechdal
Mode d'alimentation	Gravitaire
Remplissage	Surverse
Volume d'incendie (m <sup>3</sup> )	120
Secteur desservie	Village Amalou
Etanchéité de la cuve	Bon état



La figure (III.10) montre la vue extérieur du réservoir d'Amalou et la chambre de vanne.



*Figure (III.9) : Vue extérieure du réservoir d'Amalou et la chambre de vanne*

### III.2.11. Réservoir Tala Amara

Les caractéristiques de cet ouvrage sont décrites dans le tableau (III.11) ci-dessous

*Tableau (III.11) : caractéristiques du Réservoir Tala Amara*

Capacité (m <sup>3</sup> )	500
Type de cuve	Circulaire semi enterré
Cote de radier (m)	422
Cote de trop plein (m)	426
Origine d'alimentation	Réservoir Ikhruben (Bâche de la SR4)
Mode d'alimentation	Gravitaire
Remplissage	Surverse
Volume d'incendie (m <sup>3</sup> )	120
Secteur desservie	Village Amalou
Étanchéité de la cuve	Bon état
Lavage annuel	Oui

La figure (III.11) montre la vue extérieur du réservoir de Tala Amara



*Figure (III.10) : vue extérieur du réservoir de Tala Amara et la chambre de vanne*

### III.3. Les stations de reprise

La zone d'étude contient deux stations de refoulement **SR1** et **SR2**

#### III.3.1. Station de reprise 01

Les caractéristiques de la SR1 sont regroupées dans le tableau (III.12) ci –dessous

*Tableau (III.12) : Caractéristiques de la SR1*

Nombre de pompe	01
Débit nominale ( m <sup>3</sup> /h)	160 m <sup>3</sup> /h
Hmt (mce)	200
Ouvrage alimenté	Réservoir de Boushel
Etanchéité de la cuve	Bon état
Lavage annuel	Oui

#### III.3.2. La station de reprise 02

Les caractéristiques de la SR2 sont regroupées dans le tableau (III.13) ci –dessous

*Tableau (III.13) : Caractéristiques de la SR2*

Nombre de pompe	01
Débit nominale ( m <sup>3</sup> /h)	100 m <sup>3</sup> /h
Hmt (mce)	120
Ouvrage alimenté	Réservoir d'Ikhruben
Etanchéité de la cuve	Bon état
Lavage annuel	Oui



### III.4. Système d'adduction

Le présent système d'adduction est composé de conduites gravitaire ainsi que des conduites de refoulement.

#### III.4.1. Adduction gravitaire

Les caractéristiques de la chaîne d'adduction gravitaire sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau (III-14) : Caractéristiques de l'adduction gravitaire**

<i>Tronçon</i>	<i>Type d'adduction</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Type de conduite</i>
Tzazrait-SR1	Gravitaire	250	Acier
Afensou-Belias	Gravitaire	80	Acier noir
Afensou-Igounane	Gravitaire	110	PEHD
Afensou-Ighil Oumechdal	Gravitaire	60	Acier noir
Ighil-Oumechdal-Amalou	Gravitaire	50	PEHD
Afensou-Charaioua	Gravitaire	75	PEHD

**Remarque :**

Pour les conduites gravitaire en peut dire que l'état de ces derniers est en bon état en générale à part la conduite reliant Tazazrait –SR1 qui présente des fuites importantes

#### III.4.2. Adduction par refoulement

Les caractéristiques de la chaîne d'adduction par refoulement sont résumées dans le tableau (III.15) suivant :

**Tableau (III-15) : Caractéristiques de l'adduction par refoulement**

<i>Tronçon</i>	<i>Type d'adduction</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Type de conduite</i>
SR1-SR2	Refoulement	250	Acier
SR2-SR4	Refoulement	250	Acier noir

**Remarque :**

En ce qui concerne l'adduction par refoulement on remarque que la conduite reliant la SR1 avec la SR2 présente des fuites très importantes

**III.5. Conclusion**

Concernant le diagnostic des ouvrages existants (réservoirs et station de pompage), on peut dire que l'état de ces derniers est en générale bon à part la conduite reliant la SR1-SR2. Ainsi que la conduite reliant le réservoir de Tazazrait- SR1 .A cet effet ,on recommande des travaux de réhabilitations pour ces tronçons , On pourra aussi envisager de projeter des réservoirs et des stations de relevage s'il y a un manque d'eau et cela après l'estimation des besoins de la population dans la zone d'étude qui sera l'objectif du chapitre suivant.

# ***CALCULS DES RESERVOIRS***

## IV.1. Introduction

Avant d'être distribuée l'eau est stockée dans des réservoirs ou châteaux d'eau. Ces derniers contribuent à améliorer les conditions de distribution de l'eau et à en sécuriser l'alimentation. Ce sont des ouvrages hydrotechniques très importants qui doivent présenter certains impératifs à savoir : la résistance, l'étanchéité et la durabilité. C'est aussi une réserve qui garantit l'autonomie en cas d'incendie sur le réseau d'eau potable.

Ce chapitre est consacré pour étudier cet ouvrage, et déterminer les volumes de stockage qui représentent nos réservoirs pour assurer le bon fonctionnement de réseau de distribution.

## IV.2. Fonctions des réservoirs

Les réservoirs ont plusieurs rôles [2] :

- Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
  - ✓ panne électrique.
  - ✓ remplacement d'une pompe.
  - ✓ Accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.

Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais dans ce cas ils sont appelés réservoirs tampons.

## IV.3. Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs selon [3]

### IV.3.1. Situation des lieux

Ils peuvent être :

- Enterrés
- Semi-enterrés
- Sur sol
- Sur tour (château d'eau)

### IV.3.2. Nature des matériaux de construction

On distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint

**Remarque** : Les réservoirs peuvent prendre différentes formes, cela selon leur capacité

✓ ***Rectangulaire ou carrée*** :

Ces formes sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint.

✓ ***Circulaire*** :

Cette forme est préférée pour les réservoirs de faible capacité, Ils sont faits soit en béton armé

### IV.4. Emplacement des réservoirs

Les réservoirs doivent être placés d'une façon à ce que toutes les pressions au sol dans le réseau soient suffisantes, en assurant une charge min pour le point, le plus défavorable (10m pendant l'heure d'incendie et 18 m pendant heure de pointe) sans dépasser une pression de 60m dans le réseau [4]

### IV.5. Équipements du réservoir

Les réservoirs sont équipés d'une [5] :

Conduite d'arrivée

- *Conduite de distribution ou de départ* :
- *Conduite de Trop-plein*
- *Conduite de vidange*
- *Conduite By-pass*

### IV.6. Capacité du réservoir

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte de l'apport et de la distribution ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité des réservoirs est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit de consommation en prenant en considération bien entendu le jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

➤ **Méthode de calcul**

Pour estimer la capacité d'un réservoir, Il existe deux méthodes :

- Soit par la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des variations horaire de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé

- Soit par la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départs du réservoir

**Remarque :** Pour notre cas, on utilisera la méthode analytique (en terme de volume) parce que dans la majorité des cas on a plusieurs départs vers des zones de différents pourcentages d'alimentation ce qui veut dire que la méthode analytique sera plus efficace.

#### ➤ Principe de calcul

- La répartition des débits d'apport se fait sur 24 heure dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20 heure dans le cas d'adduction par refoulement, et cela pour avoir un temps nécessaire pour la réparation des pannes éventuelles et l'entretien au niveau de la station de pompage, et en tenant compte des heures de pointes arrêter par la tarification de la SONELGAZ ou le prix d'énergie est élevé.
- La capacité du réservoir est déterminée en tenant compte des variations du débit entrant et sortant, c'est-à-dire, d'une part de mode d'adduction et d'autre part de la variabilité de la consommation horaire de l'agglomération (on a opté pour la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération) voir (Annexe 1)
- A partir de la différence entre le volume entrant et le volume sortant du réservoir, on calculera le résidu et à partir de ce dernier on calculera le cumul, la valeur maximale trouvée sera le volume de stockage.

### IV.6.1. volume total du réservoir

Le volume total se détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (IV.1)$$

Avec :

$V_t$  : capacité totale du réservoir

$V_{inc}$  : volume d'incendie estimé à 120 m<sup>3</sup>.

### IV.7. Dimensionnement des capacités des réservoirs

#### IV.7.1. Dimensionnement de la capacité du réservoir 1

Le réservoir de la SR1 est alimenté gravitairement à partir du réservoir Tazazrait 1000 m<sup>3</sup> gravitairement, ce dernier est alimenté à partir du transfert Taksebt-Azazga, sachant que le débit arrivant au réservoir Tazazrait est de  $Q_{max,j}$  5591,47m<sup>3</sup>/j, il existe aussi un piquage à partir du réservoir de Tazazrait alimentant le village de Tala –Toulmouts estimé a (70%) avec un débit de 424,36m<sup>3</sup>/j

Ce qui veut dire que le débit arrivant au réservoir SR1 est de 5167,11m<sup>3</sup>/j, ce réservoir assure une distribution vers une partie de la localité de Taboukert (30%) et la partie haute de Timezguida (80%), et refoule l'eau vers la SR2 avec un débit de 4636,53m<sup>3</sup>/j. Le calcul de volume du réservoir de la SR1 est représenté dans le tableau (IV.1)

Tableau (IV.1) : Evaluation de volume du réservoir de la SR1

Heure	Arrivée (m <sup>3</sup> /h)	Distribution (m <sup>3</sup> /h)	Pompage (m <sup>3</sup> /h)	Différence	Volume (m <sup>3</sup> )
0-1	215,29	7,95	231,82	-24,488	651,80
1-2	215,29	7,95	231,82	-24,488	627,31
2-3	215,29	7,95	231,82	-24,488	602,82
3-4	215,29	7,95	231,82	-24,488	578,34
4-5	215,29	13,26	231,82	-29,79	548,54
5-6	215,29	18,57	231,82	-35,10	513,44
6-7	215,29	23,87	231,82	-40,40	473,03
7-8	215,29	29,18	231,82	-45,71	427,32
8-9	215,29	33,16	231,82	-49,69	377,63
9-10	215,29	33,16	231,82	-49,69	327,94
10-11	215,29	33,16	231,82	-49,69	278,25
11-12	215,29	33,16	231,82	-49,69	228,56
12-13	215,29	26,52	231,82	-43,05	185,50
13-14	215,29	26,52	231,82	-43,05	142,44
14-15	215,29	29,18	231,82	-45,71	96,73
15-16	215,29	31,83	231,82	-48,36	48,36
16-17	215,29	31,83	231,82	-48,36	0
17-18	215,29	29,18	-	186,11	186,11
18-19	215,29	26,52	-	188,76	374,88
19-20	215,29	23,87	-	191,42	566,30
20-21	215,29	21,22	-	194,07	<b>760,37</b>
21-22	215,29	15,91	231,82	-32,44	727,92
22-23	215,29	10,61	231,82	-27,14	700,78
23-24	215,29	7,95	231,82	-24,48	676,29
Totale	5167,11	530,58	4636,53	-	-

- Le volume du réservoir SR1 est de 760,37 m<sup>3</sup>
- La capacité totale sera  $V_t=760,37+120m^3=880,37 m^3$
- Le volume normalisé sera  $V_n=900 m$

**Remarque** : il existe un réservoir de capacité de 500 m<sup>3</sup>, alors la capacité existante n'est pas suffisante, pour cela il faut réaliser un réservoir de 400 m<sup>3</sup>, afin d'atteindre la capacité de stockage demandée.

### IV.7.2. Dimensionnement de la capacité du réservoir de Boushel

Le débit arrivant à ce réservoir est de **4636,53 m<sup>3</sup>/j** Ce réservoir alimentera gravitairement une partie de la localité de Taboukert estimé a **(70%)** ainsi que **(70%)** de la localité de Takaats, une petite partie de la localité Timezguida estimé a **(20%)** ainsi que toute la localité de Boushel, ce réservoir assure aussi un pompage avec un débit de **3634,17m<sup>3</sup>/s** la SR4.le calcul du volume du réservoir de Boushel est représenté dans le tableau (IV.2)

*Tableau (IV.2) : Evaluation du volume du réservoir de Boushel*

Heure	arrivée (m <sup>3</sup> /h)	Distribution (m <sup>3</sup> /h)	Pompage (m <sup>3</sup> /h)	Différence	Volume (m <sup>3</sup> )
0-1	231,82	15,03	181,70	35,08	120,28
1-2	231,82	15,03	181,70	35,07	155,35
2-3	231,82	15,03	181,70	35,07	190,43
3-4	231,82	15,03	181,70	35,07	225,51
4-5	231,82	25,05	181,70	25,05	250,56
5-6	231,82	35,08	181,70	15,02	265,59
6-7	231,82	45,10	181,70	5,00	<b>270,59</b>
7-8	231,82	55,12	181,70	-5,01	265,57
8-9	231,82	62,64	181,70	-12,53	253,04
9-10	231,82	62,64	181,70	-12,53	240,50
10-11	231,82	62,64	181,70	-12,53	227,97
11-12	231,82	62,64	181,70	-12,53	215,43
12-13	231,82	50,11	181,70	-0,0065	215,42
13-14	231,82	50,11	181,70	-0,0065	215,42
14-15	231,82	55,129	181,70	-5,01	210,40
15-16	231,82	60,14	181,70	-10,03	200,37
16-17	231,82	60,14	181,70	-10,03	190,34
17-18	-	55,12	-	-55,12	135,21
18-19	-	50,11	-	-50,1	85,09
19-20	-	45,11	-	-45,10	39,99
20-21	-	40,09	-	-40,09	-0,10
21-22	231,82	30,07	181,70	20,04	19,93
22-23	231,82	20,04	181,70	30,06	50,001
23-24	231,82	15,035	181,70	35,07	85,07
Totale	4636,4	1002,3546	3634,17	-	-

- Le volume du réservoir de Boushel est de 270,60 m<sup>3</sup>
- La capacité totale sera  $V_t=270,60+120m^3=390,6 m^3$
- Le volume normalisé sera  $V_n=400 m^3$



**Remarque :** On remarque que le volume normalisé est de  $400 \text{ m}^3$ , et le volume existant est de  $500 \text{ m}^3$  donc la capacité est suffisante

#### IV.7.3. Dimensionnement de la capacité du réservoir d'Ikhriven

Le débit qui arrivera au réservoir d'Ikhriven sera de  $3634,17 \text{ m}^3/\text{j}$  ce dernier alimentera gravitairement les deux réservoirs d'Ikhriven et de Tala Amara et assure en même temps un pompage vers la SR5 avec un débit de  $1311,91 \text{ m}^3$  le calcul de volume du réservoir de Ikhriven est représenté dans le tableau (IV.3)

*Tableau (IV.3) : Evaluation du volume du réservoir d'Ikhriven*

Heure	Arrivée ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Adduction ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Adduction ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Pompage ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	différence	Volume ( $\text{m}^3$ )
0-1	181,7	38,63	58,12	65,59	19,34	77,40
1-2	181,7	38,63	58,12	65,59	19,34	96,75
2-3	181,7	38,63	58,12	65,59	19,34	116,09
3-4	181,7	38,63	58,12	65,59	19,34	135,43
4-5	181,7	38,63	58,12	65,59	19,34	154,78
5-6	181,7	38,63	58,12	65,59	19,34	174,12
6-7	181,7	38,63	58,12	65,59	19,34	193,47
7-8	181,7	38,63	58,12	65,59	19,34	212,81
8-9	181,7	38,63	58,12	65,59	19,34	232,15
9-10	181,7	38,63	58,12	65,59	19,34	251,50
10-11	181,7	38,63	58,12	65,59	19,34	270,84
11-12	181,7	38,63	58,12	65,59	19,34	290,18
12-13	181,7	38,63	58,12	65,59	19,34	309,53
13-14	181,7	38,635	58,12	65,59	19,34	328,87
14-15	181,7	38,635	58,12	65,59	19,34	348,21
15-16	181,7	38,635	58,12	65,59	19,34	367,56
16-17	181,7	38,635	58,12	65,59	19,34	<b>386,90</b>
17-18	-	38,635	58,12	-	-96,76	290,14
18-19	-	38,635	58,12	-	-96,76	193,38
19-20	-	38,635	58,12	-	-96,76	96,62
20-21	-	38,635	58,12	-	-96,76	-0,13
21-22	181,7	38,635	58,12	65,59	19,34	19,20
22-23	181,7	38,635	58,12	65,59	19,35	38,55
23-24	181,7	38,635	58,12	65,59	19,35	57,91
Totale	3634,017	927,24	1395,01	1311,91		

- Le volume du réservoir Ikhriven sera de  $386,90 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera  $V_t = 386,90 + 120 \text{ m}^3 = 506,9 \text{ m}^3$

- Le volume normalisé sera  $V_n=600 \text{ m}^3$

**Remarque** : il faut projeter un réservoir de  $600 \text{ m}^3$ , afin d'atteindre la capacité de stockage demandé.

#### IV.7.4. Dimensionnement de la capacité du réservoir d'Igounane 01

Le débit entrant à ce réservoir est de  $1311,91 \text{ m}^3/\text{j}$ , Ce réservoir alimentera gravitairement, la partie basse d'Igounane, estimé a (60%) ainsi le réservoir de Charaioua et alimentera aussi par refoulement, le réservoir de tête d'Afensou avec un débit de  $543,4 \text{ m}^3/\text{j}$ , .Le calcule de volume du réservoir d'Igounane1 est représenté dans le tableau (IV.4).

**Tableau (IV.4) : Evaluation du volume du réservoir d'Igounane 1**

Heure	arrivée ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Adduction ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Distribution ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Adduction ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Différence	Volume ( $\text{m}^3$ )
0-1	65,59	27,97	0,97	27,14	36,64	0
1-2	65,59	27,97	0,97	27,14	36,64	36,64
2-3	65,59	27,97	0,97	27,14	36,64	73,28
3-4	65,59	27,97	0,97	27,14	36,64	109,92
4-5	65,59	27,97	1,95	27,14	35,66	145,58
5-6	65,69	27,97	2,92	27,14	34,68	180,27
6-7	65,59	27,97	4,87	27,14	32,73	213,01
7-8	65,59	27,97	6,34	27,14	31,27	244,29
8-9	65,59	27,97	6,34	27,14	31,27	275,56
9-10	65,59	27,97	5,36	27,14	32,25	307,81
10-11	65,59	27,97	4,38	27,14	33,22	341,04
11-12	65,59	27,97	5,36	27,14	32,25	373,29
12-13	65,59	27,97	6,82	27,14	30,78	404,08
13-14	65,59	27,97	6,82	27,14	30,78	434,87
14-15	65,59	27,97	5,36	27,14	32,25	467,12
15-16	65,59	27,97	4,38	27,14	33,22	500,34
16-17	65,59	27,97	4,87	27,14	32,73	<b>533,08</b>
17-18	-	27,97	6,34	-	-34,31	498,76
18-19	-	27,97	6,34	-	-34,31	464,44
19-20	-	27,97	4,87	-	-32,85	431,59
20-21	-	27,97	4,39	-	-32,36	399,22
21-22	65,59	27,97	2,92	27,14	34,68	433,91
22-23	65,59	27,97	1,95	27,14	35,66	469,57
23-24	65,59	27,97	0,97	27,14	36,64	506,21
Totale	1311,91	671,51	97,55	542,86	-	-

- Le volume du réservoir d'Igounane sera de  $533,08 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera  $V_t=533,08+120\text{m}^3=653,08 \text{ m}^3$

- Le volume normalisé sera  $V_n=700 \text{ m}^3$

**Remarque** : Afin d'atteindre la capacité de stockage demandé, on va projeter un réservoir de **700**  $\text{m}^3$ .

#### IV.7.5. Dimensionnement de la capacité du réservoir de Charaioua

Le débit entrant à ce réservoir est de **671,5  $\text{m}^3/\text{j}$** , ce dernier alimentera gravitairement la localité de charaioua. Le calcul de volume du réservoir de Charaioua est représenté dans le tableau(IV.5)

**Tableau (IV.5) : Evaluation du volume du réservoir de Charaioua**

Heure	Arrivée ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	Distribution ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	différence	Volume ( $\text{m}^3$ )
0-1	27,98	10,07	17,90	59,3
1-2	27,98	10,07	17,90	77,20
2-3	27,98	10,07	17,90	95,11
3-4	27,98	10,07	17,90	113,02
4-5	27,98	16,78	11,19	124,21
5-6	27,98	23,50	4,47	<b>128,69</b>
6-7	27,98	30,21	-2,23	126,45
7-8	27,98	36,93	-8,95	117,50
8-9	27,98	41,96	-13,98	103,51
9-10	27,98	41,96	-13,98	89,52
10-11	27,98	41,96	-13,98	75,53
11-12	27,98	41,96	-13,98	61,54
12-13	27,98	33,5	-5,59	55,95
13-14	27,98	33,57	-5,59	50,35
14-15	27,98	36,93	-8,95	41,40
15-16	27,98	40,29	-12,31	29,09
16-17	27,98	40,29	-12,31	16,78
17-18	27,98	36,93	-8,95	7,83
18-19	27,98	33,57	-5,59	2,23
19-20	27,98	30,21	-2,23	0
20-21	27,98	26,86	1,12	1,12
21-22	27,98	20,14	7,83	8,95
22-23	27,98	13,43	14,55	23,50
23-24	27,98	10,07	17,90	41,41
Totale	671,52	671,5	-	-

- Le volume du réservoir de Charaioua est de 128, 69  $\text{m}^3$
- La capacité totale sera  $V_t=128.69+120\text{m}^3=248,69 \text{ m}^3$

- Le volume normalisé sera  $V_n=250 \text{ m}^3$

**Remarque** : Il existe un réservoir de capacité de **75 m<sup>3</sup>**, alors la capacité existante n'est pas suffisante, pour cela il faut réaliser un réservoir de **175 m<sup>3</sup>**, afin d'atteindre la capacité de stockage demandée.

#### IV.7.6. Dimensionnement de la capacité du réservoir d'Afensou

Le réservoir de tête d'Afensou servira gravitairement les réservoirs des localités suivantes : Agouni Oujilbane, Belias, Igounane2, Ighil Oumechdal et Amalou, avec un débit d'arrivée qui est égale à **542,8 m<sup>3</sup>/j**, Ce réservoir alimente aussi une partie du village Takaats qui est estimé à **(30%)**. Le calcul de volume du réservoir d'Afensou est représenté dans le tableau (IV.6) suivant :

**Tableau (IV.6) : Evaluation du volume du réservoir d'Afensou**

Heure	arrivée (m <sup>3</sup> /h)	Adduction (m <sup>3</sup> /h)	Distribution (m <sup>3</sup> /h)	Différence	Volume (m <sup>3</sup> )
0-1	27,14	19,72	0,69	6,72	24,95
1-2	27,14	19,72	0,69	6,72	31,67
2-3	27,14	19,72	0,69	6,72	38,39
3-4	27,14	19,72	0,69	6,72	45,12
4-5	27,14	19,72	1,39	6,02	51,14
5-6	27,14	19,72	2,09	5,32	56,47
6-7	27,14	19,72	3,48	3,93	60,41
7-8	27,14	19,72	4,52	2,89	63,30
8-9	27,14	19,72	4,52	2,89	66,19
9-10	27,14	19,72	3,83	3,58	69,78
10-11	27,14	19,72	3,13	4,28	74,07
11-12	27,14	19,72	3,83	3,58	77,66
12-13	27,14	19,72	4,87	2,54	80,20
13-14	27,14	19,72	4,87	2,54	82,74
14-15	27,14	19,72	3,83	3,58	86,33
15-16	27,14	19,72	3,13	4,28	90,61
16-17	27,14	19,72	3,48	3,93	<b>94,55</b>
17-18	-	19,72	4,52	-24,24	70,30
18-19	-	19,72	4,52	-24,24	46,05
19-20	-	19,72	3,48	-23,20	22,85
20-21	-	19,72	3,13	-22,85	0
21-22	27,14	19,72	2,09	5,32	5,32
22-23	27,14	19,72	1,39	6,02	11,35
23-24	27,14	19,72	0,69	6,72	18,07
Totale	542,8	473,28	69,67	-	-

- Le volume du réservoir Afensou est de **94,55 m<sup>3</sup>**
- La capacité totale sera  $V_t=94,55+120\text{m}^3=215 \text{ m}^3$

- Le volume normalisé sera  $V_n = 300 \text{ m}^3$

**Remarque :** On remarque que le volume normalisé est de  $300 \text{ m}^3$ , alors que le réservoir existant a une capacité de  $500 \text{ m}^3$  ce qui veut dire qu'au cours de la réalisation de ce réservoir ils l'ont surdimensionné. Donc on peut dire que la capacité est suffisante.

#### IV.7.7. Dimensionnement de la capacité du réservoir d'Agouni-Oujilbane

Le débit entrant à ce réservoir est de  $139,93 \text{ m}^3/\text{j}$ , ce dernier alimente gravitairement la localité d'Agouni-Oujilbane. Le calcul de volume du réservoir d'Agouni-Oujilbane est représenté dans le tableau (IV.7) suivant :

*Tableau (IV.7) : Evaluation du volume du réservoir Agouni –Oujilbane*

Heure	Arrivée ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Distribution ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Différence	Volume ( $\text{m}^3$ )
0-1	5,83	1,39	4,43	13,52
1-2	5,83	1,39	4,43	17,95
2-3	5,83	1,39	4,43	22,38
3-4	5,83	1,39	4,43	26,82
4-5	5,83	2,79	4,43	29,08
5-6	5,83	4,19	1,63	31,48
6-7	5,83	6,99	-1,16	<b>30,31</b>
7-8	5,83	9,09	-3,26	27,05
8-9	5,83	9,09	-3,26	23,78
9-10	5,83	7,69	-1,86	21,92
10-11	5,83	6,29	-0,46	21,45
11-12	5,83	7,69	-1,86	19,59
12-13	5,83	9,79	-3,96	15,62
13-14	5,83	9,79	-3,96	11,66
14-15	5,83	7,69	-1,86	9,79
15-16	5,83	6,29	-0,46	9,32
16-17	5,83	6,99	-1,16	8,16
17-18	5,83	9,09	-3,26	4,89
18-19	5,83	9,09	-3,26	1,63
19-20	5,83	6,99	-1,16	0,46
20-21	5,83	6,29	-0,46	0
21-22	5,83	4,19	1,63	1,63
22-23	5,83	2,79	3,03	4,66
23-24	5,83	1,39	4,43	9,09
Totale	139,9296	139,93	-	-

- Le volume du réservoir d'Agouni-Oujilbane est  $30,31 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera  $V_t = 30,31 + 120 \text{ m}^3 = 150,31 \text{ m}^3$

- Le volume normalisé sera  $V_n=200 \text{ m}^3$

**Remarque** : Il existe un réservoir de capacité de  $100 \text{ m}^3$ , alors la capacité existante n'est pas suffisante, pour cela il faut réaliser un réservoir de  $100 \text{ m}^3$ , afin d'atteindre la capacité de stockage demandée

#### IV.7.8. Dimensionnement de la capacité du réservoir de Belias

Le débit entrant à se réservoir est de  $53,98 \text{ m}^3/\text{j}$  ce dernier alimente gravitairement la localité de Belias.

Le calcul de volume du réservoir de Belias est représenté dans le tableau (IV.8)

**Tableau (IV.8) : Evaluation du volume du réservoir de Belias**

Heure	Arrivée ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Distribution ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Différence	Volume ( $\text{m}^3$ )
0-1	2,24	0,53	1,70	5,21
1-2	2,24	0,53	1,70	6,92
2-3	2,24	0,53	1,70	8,63
3-4	2,24	0,53	1,70	10,34
4-5	2,24	1,07	1,16	11,51
5-6	2,24	1,61	0,62	<b>12,15</b>
6-7	2,24	2,69	-0,44	11,69
7-8	2,24	3,50	-1,25	10,43
8-9	2,24	3,50	-1,25	9,17
9-10	2,24	2,96	-0,71	8,45
10-11	2,24	2,42	-0,17	8,27
11-12	2,24	2,96	-0,71	7,55
12-13	2,24	3,77	-1,52	6,02
13-14	2,24	3,77	-1,52	4,49
14-15	2,24	2,96	-0,71	3,77
15-16	2,24	2,42	-0,17	3,59
16-17	2,24	2,69	-0,44	3,14
17-18	2,24	3,50	-1,25	1,88
18-19	2,24	3,50	-1,25	0,62
19-20	2,24	2,69	-0,44	0,17
20-21	2,24	2,42	-0,17	0
21-22	2,24	1,61	0,62	0,62
22-23	2,24	1,07	1,16	1,79
23-24	2,24	0,53	1,70	3,50
Totale	53,98	53,98	-	-

- Le volume du réservoir de Belias est de  $12,15 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera  $V_t=12,15+120\text{m}^3=132,15 \text{ m}^3$
- Le volume normalisé sera  $V_n=150 \text{ m}^3$

**Remarque** : Il existe un réservoir de capacité de **100 m<sup>3</sup>**, alors la capacité existante n'est pas suffisante, pour cela il faut réaliser un réservoir de **50 m<sup>3</sup>**, afin d'atteindre la capacité de stockage demandée.

#### IV.7.9. Dimensionnement de la capacité du réservoir d'Igounane 02

Le débit entrant à ce réservoir est de **65,02 m<sup>3</sup>/j**, ce dernier alimente gravitairement, une partie de la de la localité d'Igounane2, estimé a **(40%)**

Le calcul de volume du réservoir d'Igounane2 est représenté dans le tableau

(IV.9) suivant :

**Tableau(IV.9)** : Evaluation du volume du réservoir d'Igounane 2

Heure	arrivée (m <sup>3</sup> /h)	Distribution (m <sup>3</sup> /h)	Différence	Volume (m <sup>3</sup> )
0-1	2,70	0,65	2,05	6,28
1-2	2,70	0,65	2,05	8,34
2-3	2,70	0,65	2,05	10,40
3-4	2,70	0,65	2,05	12,46
4-5	2,70	1,30	1,40	13,87
5-6	2,70	1,95	0,75	<b>14,63</b>
6-7	2,70	3,25	-0,54	14,08
7-8	2,70	4,22	-1,51	12,57
8-9	2,70	4,22	-1,51	11,05
9-10	2,70	3,57	-0,86	10,18
10-11	2,70	2,92	-0,21	9,97
11-12	2,70	3,57	-0,86	9,10
12-13	2,70	4,55	-1,84	7,26
13-14	2,70	4,55	-1,84	5,41
14-15	2,70	3,57	-0,86	4,55
15-16	2,70	2,92	-0,21	4,33
16-17	2,70	3,25	-0,54	3,79
17-18	2,70	4,22	-1,51	2,27
18-19	2,70	4,22	-1,51	0,75
19-20	2,70	3,25	-0,54	0,21
20-21	2,70	2,92	-0,21	0
21-22	2,70	1,95	0,75	0,75
22-23	2,70	1,30	1,40	2,16
23-24	2,70	0,65	2,05	4,22
Totale	65,02	65,03	-	-

- Le volume du réservoir SR1 est de 14,63 m<sup>3</sup>
- La capacité totale sera  $V_t=14,63+120m^3=134,63 m^3$
- Le volume normalisé sera  $V_n=150 m^3$

**Remarque** : Il existe un réservoir de capacité de  $50 \text{ m}^3$ , alors la capacité existante n'est pas suffisante, pour cela il faut réaliser un réservoir de  $100 \text{ m}^3$ , afin d'atteindre la capacité de stockage demandée.

#### IV.7.10. Dimensionnement de la capacité du réservoir d'Ighil Oumechdal

Le débit entrant à se réservoir est de  $156,16 \text{ m}^3/\text{j}$ , ce dernier alimentera la localité de Ighil Oumechdal, ce réservoir assure aussi une adduction avec un débit de  $58,08 \text{ m}^3/\text{j}$  vers le réservoir d'Amalou. Le calcul de volume du réservoir d'Ighil Oumechdal est représenté dans le tableau (IV.10) suivant :

**Tableau(IV.10) : Evaluation du volume du réservoir Ighil-Oumechdal**

Heure	arrivée ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Distribution ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Adduction ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Différence	Volume ( $\text{m}^3$ )
0-1	6,50	1,56	2,42	2,52	64,10
1-2	6,50	1,56	2,42	2,52	66,62
2-3	6,50	1,56	2,42	2,52	69,15
3-4	6,50	1,56	2,42	2,52	71,67
4-5	6,50	3,12	2,42	0,96	<b>72,63</b>
5-6	6,50	4,68	2,42	-0,59	72,03
6-7	6,50	7,80	2,42	-3,72	68,31
7-8	6,50	10,15	2,42	-6,06	62,25
8-9	6,50	10,15	2,42	-6,06	56,18
9-10	6,50	8,58	2,42	-4,50	51,68
10-11	6,50	7,02	2,42	-2,94	48,74
11-12	6,50	8,58	2,42	-4,50	44,24
12-13	6,50	10,93	2,42	-6,84	37,39
13-14	6,50	10,93	2,42	-6,84	30,55
14-15	6,50	8,58	2,42	-4,50	26,05
15-16	6,50	7,02	2,42	-2,94	23,11
16-17	6,50	7,80	2,42	-3,72	19,38
17-18	6,50	10,15	2,42	-6,06	13,32
18-19	6,50	10,15	2,42	-6,064	7,26
19-20	6,50	7,8	2,42	-3,72	3,53
20-21	6,50	7,02	2,42	-2,94	0,59
21-22	6,50	4,68	2,42	-0,59	-0,0009
22-23	6,50	3,12	2,42	0,96	0,96
23-24	6,50	1,56	2,42	2,52	3,48
Totale	156,16	156,16	58,09	-	-

- Le volume du réservoir Ighil Oumechdal est  $72,63 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera  $V_t=72,63+120\text{m}^3=192,63 \text{ m}^3$
- Le volume normalisé sera  $V_n=150 \text{ m}^3$



**Remarque** : Il existe un réservoir de capacité de **75 m<sup>3</sup>** alors la capacité existante n'est pas suffisante, pour cela il faut réaliser un réservoir de **75 m<sup>3</sup>**, afin d'atteindre la capacité de stockage demandée.

#### IV.7.11. Dimensionnement de la capacité du réservoir d'Amalou

Le débit entrant à ce réservoir est de **58,09 m<sup>3</sup>/j**, ce dernier alimente gravitairement la localité d'Amalou.

Le calcul de volume du réservoir d'Amalou est représenté dans le tableau

(IV.11) suivant :

**Tableau (IV.11) : Evaluation du volume du réservoir Amalou**

heure	arrivée m <sup>3</sup> /h	distribution	différence	volume
0-1	7,262	0,58	6,68	10,45
1-2	7,26	0,58	6,68	17,13
2-3	7,262	0,58	6,68	23,81
3-4	7,262	0,58	6,68	30,50
4-5	7,262	1,16	6,10	36,60
5-6	7,262	1,74	5,51	42,11
6-7	7,262	2,90	4,35	46,47
7-8	7,262	3,77	3,48	<b>49,96</b>
8-9	-	3,77	-3,77	46,18
9-10	-	3,19	-3,19	42,99
10-11	-	2,61	-2,61	40,37
11-12	-	3,19	-3,19	37,18
12-13	-	4,06	-4,06	33,11
13-14	-	4,06	-4,06	29,050
14-15	-	3,19	-3,19	25,85
15-16	-	2,61	-2,61	23,24
16-17	-	2,90	-2,9	20,33
17-18	-	3,77	-3,77	16,56
18-19	-	3,77	-3,77	12,78
19-20	-	2,90	-2,90	9,88
20-21	-	2,61	-2,61	7,26
21-22	-	1,74	-1,74	5,52
22-23	-	1,16	-1,16	4,36
23-24	-	0,58	-0,58	3,78
Totale	58,096	58,09	-	-

- Le volume du réservoir d'Amalou est de  $49,96 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera  $V_t=49,96+120 \text{ m}^3=169.96 \text{ m}^3$
- Le volume normalisé sera  $V_n=170 \text{ m}^3$

**Remarque** : Il existe un réservoir de capacité de  $50 \text{ m}^3$ , alors la capacité existante n'est pas suffisante, pour cela il faut réaliser un réservoir de  $120 \text{ m}^3$ , afin d'atteindre la capacité de stockage demandée.

#### IV.8. Forme des réservoirs

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieur à  $10000 \text{ m}^3$ .

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les Réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad , \text{ avec } \quad S = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

$$\Rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (\text{IV.2})$$

La hauteur totale du réservoir :

$$\text{On a : } H = h + R \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

R : marge de sécurité

La hauteur de la réserve d'incendie :

On a :

$$h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} \quad (\text{IV-4})$$

Les dimensions des différent reservoirs sont données dans le tableau (IV.12) suivant:

**Tableau (IV.12):** Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume en (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h (m)	h <sub>inc</sub> (m)	R (m)	H (m)
Reservoir1	(500+ <b>400</b> )	16	200.96	3.6	0.58	0.5	4
Boushel	400	11	94.98	3.6	1.26	0,5	4
Ikhriben	<b>600</b>	14	153.86	3.6	0.78	0.5	4
Igounane1	<b>700</b>	15	176.62	3.6	0,68	0,5	4
Charaioua	(75+ <b>175</b> )	9	63.58	3.6	1.89	0.5	4
Afensou	300	13	132.66	3.6	0.90	0,5	4
Agouni Oujilbane	(100+ <b>100</b> )	8	50.24	3,6	2.39	0,5	4
Belias	(100+ <b>50</b> )	7	38.46	3.6	3.12	0.5	4
Igounane2	(50+ <b>100</b> )	7	38.46	3.6	3.12	0.5	4
Ighil oumechdal	(75+ <b>75</b> )	7	38.46	3.6	3.12	0.5	4
Amalou	(50+ <b>120</b> )	7	38.46	3.6	3.12	0.5	4

#### IV.9.Conclusion :

Dans tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude des réservoirs reste très importante vue les rôles que peuvent jouer ces derniers. Dans notre cas, toutes les cuves ont été dimensionnées afin d'assurer la continuité du réseau d'adduction qui sera l'objectif du chapitre suivant.

***ETUDE  
DE L'ADDITION***

## V.1.Introduction

Cette partie consiste à dimensionner les conduites d'adduction, c'est à dire, celles qui doivent transporter l'eau de la prise d'eau soit par pompage, soit gravitaire ou mixte vers leur lieu d'accumulation, ou bien vers les zones de leur consommation.

Il faudra donc choisir des conduites pouvant véhiculer le débit demandé tout en satisfaisant la condition économique.

## V.2. Définition et types d'adductions

L'adduction est l'ensemble des installations reliant la prise d'eau (source, forage ou retenue) au point d'utilisation ou au réservoir de stockage. Elle peut être de type : gravitaire, adduction par refoulement ou mixte [3].

### V.2.1. Adduction gravitaire

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

### V.2.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

### V.2.3. Adduction mixte

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

## V.3. Critères de choix de tracé

Le choix du tracé se base sur les conditions économiques, techniques et topographiques, elles se résument comme suit [8] :

- ✓ Le tracé doit être le plus court possible et avec un profil en long aussi régulier que Possible Pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement de matériels lors De la réalisation, il est recommandé de suivre les chemins existants (route, piste...etc.)
- ✓ Eviter les zones rocheuses
- ✓ Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées implantées et de minimiser les pertes de charge.

## V.4. Description du schéma d'adduction

Le point de départ de la chaine d'adduction du présent projet est le réservoir projeté d'Ikhriben d'une capacité de **600 m<sup>3</sup>** implanté à une cote de **429 m**, ce dernier alimentera gravitairement le réservoir existant d'Ikhriben qui est d'une capacité de **500 m<sup>3</sup>**, implanté à une cote de **422 m** ainsi que le réservoir de Tala Amara d'une capacité de **500 m<sup>3</sup>** ; implanté à une cote de **422 m**.

Un autre réservoir doit être projeté au niveau d'Igounane 1 d'une capacité de **700 m<sup>3</sup>** implanté à une cote de **680.5 m**. Après avoir refoulé l'eau du réservoir d'Ikriben vers ce réservoir, ce dernier alimentera le réservoir de tête Afensou qui est d'une capacité de **500 m<sup>3</sup>** d'une cote de **796.5 m** qui servira les différents villages Belias, Agouni Oujilbane ,Igounane 2,Ighil Oumechdal et Amalou, gravitairement .

Le schéma adduction est représenté dans la figure (V.1) suivante

## V.5. Choix du matériau des conduites

Pour l'installation d'un réseau, le choix du type des conduites requiert une attention toute particulière car le bon fonctionnement du réseau en dépend en grande partie.

Certains paramètres sont impératifs au choix des matériaux, entre autre [3] :

- Le diamètre économique
- La pression de l'eau
- Les pertes de charge
- Le prix de revient et la facilité de mise en œuvre en fonction du tracé.

Les types de conduites les plus couramment utilisés dans les réseaux d'eau potable sont :

- Conduite en acier
- Conduite en fonte
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Pour notre projet, on a choisi des conduites en PEHD, vue les avantages qu'elles présentent [12] :

- Une durée de vie importante (50 ans à une température de 20°C).
- Facilité de soudage par bout à bout, confère au réseau une étanchéité quasiment parfaite.
- Une bonne résistance ; chimique, aux chocs et aux ultraviolets.
- Résiste à la corrosion, stabilité du réseau en milieu agressif.
- La propriété de flexibilité permet aux conduites, d'absorber les impacts et les contraintes causée par les mouvements de sol, ainsi à se déformer sans dommage permanent.

## V.6. Etude technico-économique des conduites

Une étude technico-économique est indispensable pour choisir le diamètre le plus économique qui permettra de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante ; par contre, plus le diamètre est grand, par suit la diminution des pertes de charge d'où les frais d'exploitation diminuent.

Les paramètres qui interviennent dans le calcul des conduites sont : le débit (Q), le diamètre (D), la vitesse (V) et les pertes de charges (J), la longueur (L)

## V.7. Calcul hydraulique

Le calcul hydraulique se fait comme suit [8] :

### V.7.1. Calcul de la vitesse

La vitesse dans la conduite se calcule à partir de l'équation de continuité

$$Q = V \times S \quad \longrightarrow \quad V = \frac{Q}{S} \quad (\text{V.1})$$

On a :

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{V.2})$$

Donc :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{V.3})$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s)
- Q : Débit véhiculé dans la conduite (m<sup>3</sup>/s)
- D : Diamètre intérieure de la conduite (m)

### V.7.2. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charges dans les canalisations sont dues au frottement d'eau contre les parois de ces canalisations ainsi que les différents organes d'adduction, elles sont liées à la longueur de la conduite, à son diamètre et aux singularités (vannes, coudes, clapets, ...etc.)

Elle se présente sous deux formes

- Pertes de charge linéaires.
- Pertes de charge singulières.

#### V.7.2.1. Les Pertes de charge linéaires

Elles se produisent tout au long de la conduite, elles peuvent être déterminées par la formule de HAZEN et WILLIAM suivante [2] :

$$Jl = \left[ \frac{\left( \frac{1}{0.2785 \times Chz} \right)^{1.85} \times L}{D^{4.87}} \right] \times Q^{1.85} \quad (\text{V.4})$$



Avec :

- Jl : Pertes de charge linéaire (m)
- Chz : coefficient de frottement =140(pour le PEHD)
- L : la longueur de la conduite (m).
- D : diamètre de la conduite (m).
- Q : débit (m<sup>3</sup>/s).

### V.7.2.2. Les Pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières représentent les pertes occasionnées par les singularités dans les conduites (coudes, vannes, clapets et branchements,...etc.) ; dans la pratique, ces pertes de charge sont estimées à 10% (pour le PEHD) des pertes de charge linéaires [1]

$$J_s = 0,1 \times J_l \quad (V.5)$$

### V.7.2.3. Les pertes de charge totales

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaire et singulière :

$$J_t = J_l + J_s \quad \longrightarrow \quad J_t = 1,1 \times J_l \quad (V.6)$$

### V.7.3. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation

La HMT d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mcl), entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement :

$$HMT = H_g + J_t \quad (V.7)$$

Avec :

- H<sub>g</sub> : Hauteur géométrique (m)
- J<sub>t</sub> : Pertes de charge totales (m).

### V.7.4. Puissance de pompage

La puissance de la pompe se calcul comme suit :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (V.8)$$

Avec :

- P<sub>a</sub> : Puissance absorbée par la pompe (KW)
- H<sub>mt</sub> : Hauteur manométrique totale (m)
- Q : Débit à transité (m<sup>3</sup>/s)

-  $\eta$  : Rendement de la pompe (75%).

### V.7.5. Energie consommée par la pompe

Elle se calcule comme suit :

$$E = P_a \times T' \times 365 \quad (\text{V.9})$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh)

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

-  $T'$  : Temps de pompage (20h).

### V.7.6. Coût d'énergie et frais d'exploitation

Le cout d'énergie et les frais d'exploitation se calculent comme suit

$$F_{\text{exp}} = E \times e' \quad (\text{V.10})$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh)

-  $e'$  : Prix unitaire du kWh, fixé par la SONELGAZ (4,67DA).

### V.7.7. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sa calcule comme suit

$$F_{\text{am}} = P_u \times L \times A \quad (\text{V.11})$$

Avec :

-  $P_u$  : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) représenté dans le tableau (voir annexe 2) ;

- L : Longueur de la conduite (m)

- A : Amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{V.12})$$

Avec :

- A : Amortissement annuel (annuité)

- i : Taux d'annuité (i=8%)

- n : Nombre d'année sur lequel s'effectuera l'amortissement (n=25 ans).

D'où :  $A = 0,0937$

### V.7.8. Calcul du bilan

C'est la somme des frais d'exploitation et d'amortissement :

$$B_L = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{V.13})$$

### V.8. Calcul des conduites gravitaires

Pour le calcul des conduites gravitaire, trois paramètres interviennent :

- Le débit (Q)
- La vitesse (V)
- Les pertes de charges (J)

Le diamètre se calcule avec la formule suivante :

On a la formule de HAZEN et WILLIAMS (V-4) suivante

$$Jl = \left[ \frac{\left( \frac{1}{0.2785 \times Chz} \right)^{1.85} \times L}{D^{4.87}} \right] \times Q^{1.85}$$

D'où

$$D = \sqrt[4.87]{\left[ \frac{\left( \frac{1}{0.2785 \times Chz} \right)^{1.85} \times L}{1.1 \times Jl} \right] \times Q^{1.85}} \quad (\text{V.14})$$

Le principe du dimensionnement d'une adduction gravitaire consiste à trouver le diamètre qui permet la dissipation de toute la charge disponible (Hd) avec une vitesse acceptable.

$$Jt \leq H_d$$

### V.9. Equipements de l'adduction

Les équipements de l'adduction sont [8] :

#### V.9.1. Robinets-vannes

Permettent le contrôle et/ou l'arrêt de l'écoulement en cas de travaux ou réparation.

#### V.9.2. Clapets

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration, ou sur la conduite de refoulement.

### V.9.3. Vidange

Placé dans les points bas des adductions, son intérêt est la vidange de l'adduction en entraînant ainsi l'ensemble de dépôts qui obturent les tuyaux.

### V.9.4. Ventouses

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations et son évacuation se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique placée en ces points hauts.

## V.10. Calcul du diamètre économique de l'adduction par refoulement

### V.10.1. Tronçon SR1-SR2

Données :

- ✓ Débit : 0,0644 m<sup>3</sup>/s
- ✓ Hauteur géométrique : (Hg) = 151,5 m
- ✓ Longueur de l'adduction : 1320 m
- ✓ Le diamètre :

$$- D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v_{\max}}} = 0,24 \text{ m}$$

$$- D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v_{\min}}} = 0,351 \text{ m}$$

Selon le fabricant les diamètres normalisés choisis sont : 250, 350 et 400 mm

#### V.10.1.1. Calcul des pertes de charge totales

Les valeurs des pertes de charge totales sont représentés dans le tableau (V.1) suivant :

**Tableau (V.1) : Calcul des pertes de charge totales (SR1-SR2)**

DN(m)	V (m/s)	L(m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Jl (m)	Jt (m)	HMT
0,250	1,31261146	1320	0,0644	8,04973268	8,85470595	160,354706
0,350	0,66969973	1320	0,0644	1,56364415	1,72000857	153,220009
0,40	0,51273885	1320	0,0644	0,8160507	0,89765577	152,397656

#### V.10.1.2. Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représenté dans le tableau (V.2) suivant :

**Tableau (V.2) : Calcul des frais d'exploitation (SR1-SR2)**

DN (m)	P (kw)	E (KWh)	e (DA/KWh)	Fexp (DA)
0,25	135,075107	986048,283	4,67	4604845,48
0,35	129,065181	942175,821	4,67	4399961,09
0,4	128,37247	937119,033	4,67	4376345,89

**V.10.1.3. Calcul des frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement sont représenté dans le tableau (V.3) suivant :

**Tableau (V.3) : Calcul des frais d'amortissement (SR1-SR2)**

DN (m)	prix ml(DA)	A	Famo (DA)
0,25	5750	0,0937	1422366
0,35	8750	0,0937	2164470
0,4	11000	0,0937	2721048

**V.10.1.4. Calcul du bilan**

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (V.4) suivant :

**Tableau( V.4) : Calcul du bilan (SR1-SR2)**

DN (m)	Fexp(DA)	Fam(DA)	Bilan (DA)
0,25	4604845,48	1345805,6	5950651,09
0,35	4399961,09	1999896,07	6399857,16
0,4	4376345,89	3325442,23	7701788,12

D'après les résultats obtenus dans le tableau (V.4), on constate que le diamètre le plus économique est celui de **250 mm** qui représente le bilan minimal, avec une vitesse acceptable de **1,31 m/s** et une HMT de **160,355 m**.

**V.10.2. Tronçon SR2-SR4**

Données :

- ✓ Débit : 0,0505 m<sup>3</sup>/s
- ✓ Hauteur géométrique : (Hg) = 124,5 m
- ✓ Longueur de l'adduction : 1000 m
- ✓ Le diamètre :

$$- D \min = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v \max}} = 0,207 \text{ m}$$

$$-D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v_{\min}}} = 0,358 \text{ m}$$

Selon le fabricant les diamètres normalisés choisis sont : 250, 315 et 400 mm

### V.10.2.1. Calcul des pertes de charge totales

**Tableau(V.5) : Calcul des pertes de charge totales (SR2-SR4)**

DN (m)	D <sub>int</sub> (m)	V (m/s)	L (ml)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Jl (m)	Jt (m)	HMT
0,25	0,22	1,33	1000	0,0505	7,248	7,972	132,472
0,315	0,277	0,83	1000	0,0505	2,360	2,596	127,096
0,4	0,327	0,60	1000	0,0505	1,051	1,157	125,657

### V.10.2.2. Calcul des frais d'exploitation

Les valeurs des frais d'exploitation sont représenté dans le tableau (V.6) suivant :

**Tableau (V.6) : Calcul des frais d'exploitation (SR2-SR4)**

DN (m)	D <sub>int</sub> (m)	P(KW)	E(KWh)	e (DA/kwh)	Fexp (DA)
0,25	0,22	87,5036915	638776,948	4,67	2983088,35
0,315	0,277	83,9521383	612850,609	4,67	2862012,35
0,4	0,327	83,0015405	605911,246	4,67	2829605,52

### V.10.2.3. Calcul des frais d'amortissement

Les valeurs des frais d'amortissement sont représenté dans le tableau (V.7) suivant :

**Tableau (V.7) : Calcul des frais d'amortissement (SR2-SR4)**

DN (m)	D <sub>int</sub> (m)	prix (ml/DA)	A	Famo (DA)
0,25	0,22	5540,5	0,0937	1038289,7
0,315	0,277	8084,7	0,0937	1515072,78
0,4	0,327	13443,3	0,0937	2519274,42

### V.10.2.4 .Calcul du bilan

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (V.8) suivant :

**Tableau (V.8) : Calcul du bilan (SR2-SR4)**

DN (m)	D <sub>int</sub> (m)	Fexp (DA)	Famo (DA)	Bilan (DA)
0,25	0,22	2983088,35	1038289,7	4021378,05
0,315	0,277	2862012,35	1515072,78	4377085,13
0,4	0,327	2829605,52	2519274,42	5348879,94

D'après les résultats obtenus dans le tableau (V-8), on constate que le diamètre le plus économique est celui de 250 mm qui représente le bilan minimal, avec une vitesse acceptable de 1,33m/s et une HMT de 13,472 m.

### V.10.3. Tronçon SR4-SR5

Données :

- ✓ Débit : 0,0182 m<sup>3</sup>/s
- ✓ Hauteur géométrique : (Hg) = 255,5 m
- ✓ Longueur de l'adduction : 1582 m
- ✓ Le diamètre :

$$- D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v_{\max}}} = 0,124 \text{ m}$$

$$- D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v_{\min}}} = 0,215 \text{ m}$$

Selon le fabricant les diamètres normalisés choisis sont : 125, 150 et 200 mm

#### V.10.3.1 Calcul des pertes de charge totales

Les valeurs des pertes de charge totales sont représenté dans le tableau (V.9) suivant :

**Tableau (V.9) : Calcul des pertes de charge totales (SR4–SR5)**

DN(m)	V (m/s)	L(m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Jl (m)	Jt (m)	HMT
0,125	1,48382166	1582	0,0182	27,2347441	29,9582185	285,458218
0,15	1,03043171	1582	0,0182	11,2075486	12,3283034	267,828303
0,2	0,57961783	1582	0,0182	2,7609528	3,03704809	258,537048

#### V.10.3.2. Calcul des frais d'exploitation

Les valeurs des frais d'exploitation sont représenté dans le tableau (V.10) suivant :

**Tableau (V.10) : Calcul des frais d'exploitation (SR4-SR5)**

DN(m)	P(KW)	E(KWh)	e (DA/kwh)	Fexp(DA)
0,125	67,9550417	496071,804	4,67	2316655,33
0,15	63,7581346	465434,383	4,67	2173578,57
0,2	61,5462955	449287,957	4,67	2098174,76

### V.10.3.3. Calcul des frais d'amortissement

Les valeurs des frais d'amortissement sont représenté dans le tableau (V.11) suivant :

**Tableau (V.11) : Calcul des frais d'amortissement (SR4-SR5)**

DN (m)	prix (ml/DA)	A	F amo (DA)
0,125	3000	0,0937	889400,4
0,15	3300	0,0937	978340,44
0,2	3800	0,0937	1126573,84

### V.10.3.4. Calcul du bilan

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (V.12) suivant :

**Tableau (V.12) : Calcul du bilan (SR4-SR5)**

DN(m)	Fexp (DA)	Famo (DA)	Bilan (DA)
0,125	2316655,33	407567,733	2724223,06
0,15	2173578,57	655577,035	2829155,6
0,2	2098174,76	1031704,46	3129879,22

D'après les résultats obtenus dans le tableau (V-12), on constate que le diamètre le plus économique est celui de 125 mm qui représente le bilan minimal, avec une vitesse acceptable de 1,48m/s et une HMT de 285,458 m.

### V.10.4. Tronçon SR5-reservoir de tête

Données :

- ✓ Débit : 0.0075 m<sup>3</sup>/s
- ✓ Hauteur géométrique : (Hg) = 119 m
- ✓ Longueur de l'adduction : 1036 m
- ✓ Le diamètre :

$$- D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v_{\max}}} = 0,079 \text{ m}$$

$$- D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v_{\min}}} = 0,138 \text{ m}$$

Selon le fabricant les diamètres normalisés choisis sont : 110, 125 et 160 mm

#### V.10.4.1. Calcul des pertes de charge totales

Les valeurs des pertes de charge totales sont représenté dans le tableau (V.13) suivant :



**Tableau (V.13) : Calcul des pertes de charge totales (SR5-RT)**

DN(m)	D <sub>int</sub> (m)	V(m/s)	L( ml)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Jl	Jt	HMT
0,11	0,0968	1,02	1036	0,0075	12,015	13,217	132,317
0,125	0,11	0,78	1036	0,0075	6,447	7,092	126,192
0,16	0,141	0,480	1036	0,0075	1,924	2,116	121,216

**V.10.4.2. Calcul des frais d'exploitation**

Les valeurs des frais d'exploitation sont représenté dans le tableau (V.14) suivant :

**Tableau (V.14) : Calcul des frais d'exploitation (SR5-RT)**

DN (m)	D <sub>int</sub> (m)	P(KW)	E(KWh)	e (DA/kwh)	Fexp (DA)
0,11	0,968	12,9803168	94756,313	4,67	442511,982
0,125	0,11	12,3794371	90369,8909	4,67	422027,39
0,16	0,141	11,8913563	86806,9011	4,67	405388,228

**V.10.4.3. Calcul des frais d'amortissement**

Les valeurs des frais d'amortissement sont représenté dans le tableau (V.15) suivant :

**Tableau (V.15) : Calcul des frais d'amortissement (SR5-RT)**

DN (m)	D <sub>int</sub> (m)	prix (ml/DA)	A	F amo (DA)
0,11	0,968	707,85	0,0937	137426,529
0,125	0,11	1374,75	0,0937	655577,035
0,16	0,141	2211,3	0,0937	1031704,46

**V.10.4.4. Calcul du bilan**

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (V.16) suivant :

**Tableau (V.16) : Calcul du bilan (SR5-RT)**

DN (m)	D <sub>int</sub> (m)	Fexp(DA)	Famo (DA)	Bilan (DA)
0,11	0,968	442511,982	137426,529	579938,511
0,125	0,11	422027,39	655577,035	1077604,43
0,16	0,141	405388,228	1031704,46	1437092,69

D'après les résultats obtenus dans le tableau (V-16), on constate que le diamètre le plus économique est celui de **110 mm** qui représente le bilan minimal, avec une vitesse acceptable de **1,02m/s** et une HMT de **132,317 m**.

## V.11. Calcul du diamètre économique des adductions gravitaires

### V.11.1. Tronçon réservoir Tazazrait – SR1

Données :

- ✓ Débit : 0,06 m<sup>3</sup>/s
- ✓ La charge disponible : (Hd) = 13,5 m
- ✓ Longueur de l'adduction : 260 m

#### V.11.1.1. Calcul du diamètre avantageux

La valeur du diamètre avantageux ainsi que la valeur de la perte de charge totale sont représentés dans le tableau (V.17) suivant :

*Tableau (V.17) : Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge totale  
(Tazazrait-SR1)*

CHZ	L (ml)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	Jl (m)	Jt (m)
140	260	0,06	160	3,85	22,625	24,887
140	260	0,06	250	1,57	2,592	2,852

Sachant qu'il existe un seul diamètre qui pourra transporter un débit avec une seule charge, hydrauliquement on a trouvé un diamètre de 160 mm avec une vitesse qui n'est pas acceptable 3.85 m/s (supérieure à 1.5 m/s donc il faut augmenter le diamètre pour diminuer la vitesse pour cela, on a retenu un diamètre de **250 mm** avec une vitesse acceptable de **1,57 m/s** et une perte de charge totale de **2,852 m**

Pour que l'eau arrive à la SR1, il faut que  $J_t \leq H_d$  donc pour satisfaire ces conditions on opte pour un diamètre de 250 mm, on utilise une vanne, et notre choix s'est porté sur les vannes papillon pour les raisons suivantes :

- ✓ Possibilité de travailler avec de grands débits (grands diamètres)
- ✓ Facilité de manipulation.

#### ❖ Calcul des pertes de charge dans la vanne

$$J_v = H_d - J_t = 13.5 - 2,852 = 10,648 \text{ m}$$

#### ❖ Calcul du coefficient de perte charge K dans la vanne

$$\text{On a : } J_v = k \times \frac{V^2}{2g} \quad \text{d'où : } K = J_v \times \frac{2g}{V^2} \quad (\text{V.15})$$



$$K = 52,49$$

### ❖ Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne ( $\alpha^\circ$ )

En utilisant le tableau de la variation de l'angle d'ouverture en fonction de K et par interpolation on trouve :  $\alpha = 52,29^\circ$

### V.11.2. Tronçon réservoir projeté (Ikhriben)-réservoir Tala –Amara

Données :

- ✓ Débit Q : 0,011 m<sup>3</sup>/s
- ✓ La charge disponible : (Hd) = 7 m
- ✓ Longueur de l'adduction : 3376 m

#### V.11.2.1. Calcul du diamètre avantageux

La valeur du diamètre avantageux ainsi que la valeur de la perte de charge totale sont représentés dans le tableau (V.18) suivant

*Tableau (V.18) : Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge totale  
(Ikhriben-Amara)*

coefficient CHZ	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (mm)	V (m/s)	Jl (m)	Jt (m)
140	3376	0,011	200	0,5	4,32	4,78

Sachant qu'il existe un seul diamètre qui pourra transporter un débit avec une seule charge, alors ce diamètre est **200 mm** avec une vitesse acceptable de **0,50 m/s** avec une perte de charge totale de **4,78 m**

Pour que l'eau arrive au réservoir de Tala Amara, il faut que  $J_t \leq H_d$  donc pour satisfaire ces conditions on opte pour un diamètre de 200 mm, On utilise une vanne, et notre choix s'est porté sur les vannes papillon pour les raisons suivantes :

, on utilise une vanne, et notre choix s'est porté sur les vannes papillon pour les raisons suivantes :

- ✓ Possibilité de travailler avec de grands débits (grands diamètres)
- ✓ Facilité de manipulation.

### ❖ Calcul des pertes de charge dans la vanne

$$J_v = H_d - J_t = 7,5 - 4,78 = 2,72 \text{ m}$$

### ❖ Calcul du coefficient de perte charge K dans la vanne

$$\text{On a : } J_v = k \times \frac{v^2}{2g} \quad \text{d'où : } K = J_v \times \frac{2g}{v^2}$$



$$K = 213,46$$

### ❖ Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne ( $\alpha^\circ$ )

En utilisant le tableau de la variation de l'angle d'ouverture en fonction de K et par interpolation on trouve :  $\alpha = 60,35^\circ$

### V.11.3. Tronçon réservoir projeté (Ikhriben)-réservoir Ikhriben1

Données :

- ✓ Débit :  $0,017 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Charge disponible :  $(C_d) = 10,5 \text{ m}$
- ✓ Longueur de l'adduction :  $250 \text{ m}$

#### V.11.3.1. Calcul du diamètre avantageux

La valeur du diamètre avantageux ainsi que la valeur de la perte de charge totale sont représentés dans le tableau (V.19) suivant :

*Tableau(V.19) : Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge totale  
(Ikhriben-Ikhriben1)*

coefficient CHZ	L (m)	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	D (mm)	V (m/s)	Jl (m)	Jt (m)
140	250	0,017	110	2,31	13,176	14,493
140	250	0,017	160	1,09	2,110	2,321

Sachant qu'il existe un seul diamètre qui pourra transporter un débit avec une seule charge, hydrauliquement on a trouvé un diamètre de 110 mm avec une vitesse qui n'est pas acceptable 1.78 m/s (supérieur à 1.5 m/s donc il faut augmenter le diamètre pour diminuer la vitesse pour cela, on a retenu un diamètre de **160 mm** avec une vitesse acceptable de **1,09 m/s**, et une perte de charge totale d **2,321 m**

Pour que l'eau arrive au réservoir d'Ikhriben il faut que  $J_t \leq H_d$  donc pour satisfaire ces conditions on opte pour un diamètre de 160 mm, on utilise une vanne, et notre choix s'est porté sur les vannes papillon pour les raisons suivantes :

Pour éviter tout risque que peut engendrer cette pression, on utilise une vanne, et notre choix s'est porté sur les vannes papillon pour les raisons suivantes :

- ✓ Possibilité de travailler avec de grands débits (grands diamètres)
- ✓ Facilité de manipulation.

### ❖ Calcul des pertes de charge dans la vanne

$$J_v = H_d - J_t = 10,5 - 2,321 = 8,179 \text{ m}$$

❖ **Calcul du coefficient de perte charge K dans la vanne**

$$\text{On a : } J_v = k \times \frac{v^2}{2g} \quad \text{d'où : } K = J_v \times \frac{2g}{v^2}$$

$$\longrightarrow K = 135,07$$

❖ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne ( $\alpha^\circ$ )**

En utilisant le tableau de la variation de l'angle d'ouverture en fonction de K et par interpolation on trouve :  $\alpha = 60,26^\circ$

**V.11.4. Tronçon réservoir projeté (Igounane)-réservoir Charaioua**

Données :

- ✓ Débit : 0,018 m<sup>3</sup>/s
- ✓ Charge disponible : (Cd) = 146 m
- ✓ Longueur de l'adduction : 3000 m

**V.11.4.1. Calcul du diamètre avantageux**

La valeur du diamètre avantageux ainsi que la valeur de la perte de charge totale sont représentés dans le tableau (V.20) suivant :

*Tableau(V.20) : Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge totale*

*(Igounane- Charaioua)*

Coefficient CHZ	L (ml)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (mm)	v (m/s)	Jl (m)	Jt(m)
140	3000	0,018	160	1,15	28,146	30,960

Sachant qu'il existe un seul diamètre qui pourra transporter un débit avec une seule charge, alors ce diamètre est **160 mm** avec une vitesse acceptable de **1,15 m/s**, et une perte de charge totale de **30,960 m**

❖ **Calcul des pertes de charge dans la vanne**

$$J_v = H_d - J_t = 146 - 30,960 = 115,04 \text{ m}$$

On a le coefficient de perte de charge dans la vanne est trop grand ce qui veut dire qu'on ne pourra pas utiliser une vanne à papillon vu qu'on a une grande pression donc on opte pour un réducteur de pression

**V.11.5. Tronçon réservoir Afensou-réservoir Agouni-Oujilbane**

Données :

- ✓ Débit : 0,002 m<sup>3</sup>/s
- ✓ Charge disponible : (Cd) = 193 m
- ✓ Longueur de l'adduction : 3178 m

### V.11.5.1. Calcul du diamètre avantageux

La valeur du diamètre avantageux ainsi que la perte de charge totale sont représentés dans le tableau (V.21) suivant :

**Tableau (V.21) : Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge totale (Afensou-Agouni Oujilbane**

Coefficient CHZ	L (ml)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (mm)	V (m/s)	Jl (m)	Jt (m)
140	500	0,0016	50	1,27	156,487	172,136

Sachant qu'il existe un seul diamètre qui pourra transporter un débit avec une seule charge, alors ce diamètre est **50 mm** avec une vitesse acceptable de **1,27 m/s**, avec une perte de charge totale de **172,136 m**

Pour que l'eau arrive au réservoir d'Agouni Oujilbane il faut que  $J_t \leq H_d$  donc pour satisfaire ces conditions on opte pour un diamètre de 50 mm, on utilise une vanne, et notre choix s'est porté sur les vannes papillon pour les raisons suivantes :

- ✓ Possibilité de travailler avec de grands débits (grands diamètres)
- ✓ Facilité de manipulation.

#### ❖ Calcul des pertes de charge dans la vanne

$$J_v = H_d - J_t = 193 - 172,136 = 20,864 \text{ m}$$

#### ❖ Calcul du coefficient de perte charge K dans la vanne

$$\text{On a : } J_v = k \times \frac{v^2}{2g} \quad \text{d'où : } K = J_v \times \frac{2g}{v^2}$$

$$\longrightarrow K = 253,79$$

#### ❖ Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne ( $\alpha^\circ$ )

En utilisant le tableau de la variation de l'angle d'ouverture en fonction de K et par interpolation on trouve :  $\alpha = 62,13^\circ$

### V.11.6. Tronçon réservoir Afensou-réservoir Belias

Données :

- ✓ Débit : 0,0006 m<sup>3</sup>/s
- ✓ Charge disponible : (Cd) = 67 m
- ✓ Longueur de l'adduction : 1500 m

#### V.11.6.1. Calcul du diamètre avantageux

La valeur du diamètre avantageux ainsi que la valeur de la perte de charge totale sont représentés dans le tableau (V.22) suivant :

**Tableau(V.22) : Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge totale***(Afensou-Belias)*

coefficient CHZ	L (ml)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (mm)	V (m/s)	Jl (m)	Jt (m)
140	1500	0,0006	40	0,59	20,100	22,110

Sachant qu'il existe un seul diamètre qui pourra transporter un débit avec une seule charge, alors ce diamètre est **40 mm** avec une vitesse acceptable de **0,59 m/s**, avec une perte de charge totale de **22,110 m**

❖ **Calcul des pertes de charge dans la vanne**

$$J_v = H_d - J_t = 67 - 22,11 = 44,89 \text{ m}$$

On a le coefficient de perte de charge dans la vanne est trop grand ce qui veut dire qu'on ne pourra pas utiliser une vanne à papillon vu qu'on a une grande pression donc on opte pour un réducteur de pression

### V.11.7. Tronçon réservoir Afensou- réservoir Igounane

Données :

- ✓ Débit : 0,0008 m<sup>3</sup>/s
- ✓ Charge disponible : (Cd) =42 m
- ✓ Longueur de l'adduction : 500 m

#### V.11.7.1. Calcul du diamètre avantageux

La valeur du diamètre avantageux ainsi que la valeur de la perte de charge sont représentés dans le tableau (V.23) suivant :

**Tableau (V.23) : Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge***(Afensou- Igounane)*

Coefficient CHZ	L (ml)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (mm)	V (m/s)	Jl	Jt
140	500	0,0008	32	1,21	32,699	35,969

**Remarque** : Le diamètre trouvé est trop petit 32 mm, sachant qu'on a une adduction gravitaire (t=24 h), alors on pourra réduire ce temps jusqu'à huit heures, afin d'augmenter la valeur du débit ensuite la valeur du diamètre.

Données :

- ✓ Débit : 0,002 m<sup>3</sup>/s
- ✓ Charge disponible : (Cd) =42 m
- ✓ Longueur de l'adduction : 500 m

**Tableau (V.24) : Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge**

(Afensou-Igounane)

Coefficient CHZ	L (ml)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (mm)	V (m/s)	Jl	Jt
140	500	0,002	50	1,20	18,35	20,719

Sachant qu'il existe un seul diamètre qui pourra transporter un débit avec une seule charge, le diamètre trouvé est **50 mm** avec une vitesse acceptable de **1,20 m/s**

Pour que l'eau arrive au réservoir d'Igounan il faut que  $J_t \leq H_d$  donc pour satisfaire ces conditions on opte pour un diamètre de 50 mm, on utilise une vanne, et notre choix s'est porté sur les vannes papillon pour les raisons suivantes :

- ✓ Possibilité de travailler avec de grands débits (grands diamètres)
- ✓ Facilité de manipulation.

#### ❖ Calcul des pertes de charge dans la vanne

$$J_v = H_d - J_t = 42 - 20,719 = 21,281 \text{ m}$$

#### ❖ Calcul du coefficient de perte charge K dans la vanne

$$\text{On a : } J_v = k \times \frac{V^2}{2g} \quad \text{d'où : } K = J_v \times \frac{2g}{V^2}$$



$$K = 289,95$$

#### ❖ Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne ( $\alpha^\circ$ )

En utilisant le tableau de la variation de l'angle d'ouverture en fonction de K et par interpolation on trouve :  $\alpha = 62,71^\circ$

### V.11.8. Tronçon réservoir Afensou - réservoir Ighil Oumechdal

Données :

- ✓ Débit : 0,002 m<sup>3</sup>/s
- ✓ Charge disponible : (Cd) = 106 m
- ✓ Longueur de l'adduction : 1100 m

#### V.11.8.1. Calcul du diamètre avantageux

La valeur du diamètre avantageux ainsi que la valeur de la perte de charge sont représentés dans le tableau (V.24) suivant :



**Tableau (V.25) : Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge**

(Afensou-I oumechdal)

CHZ	L (ml)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (mm)	V (m/s)	Jl	Jt
140	1100	0,002	40	1,96	136,72	150,39
140	1100	0,002	50	1,58	81,846	9,032

Sachant qu'il existe un seul diamètre qui pourra transporter un débit avec une seule charge, hydrauliquement on a trouvé un diamètre de 40 mm avec une vitesse qui n'est pas acceptable 1.79 m/s (supérieur à 1.5 m/s donc il faut augmenter le diamètre pour diminuer la vitesse pour cela, on a retenu un diamètre de **50 mm** avec une vitesse acceptable de **1,58 m/s**, et une perte de charge totale de **90,032 m**

Pour que l'eau arrive au réservoir d'Ighil-Oumechdal il faut que  $J_t \leq H_d$  donc pour satisfaire ces conditions on opte pour un diamètre de 160 mm, on utilise une vanne, et notre choix s'est porté sur les vannes papillon pour les raisons suivantes Pour éviter tout risque que peut engendrer cette pression, on utilise une vanne, et notre choix s'est porté sur les vannes papillon pour les raisons suivantes :

- ✓ Possibilité de travailler avec de grands débits (grands diamètres)
- ✓ Facilité de manipulation.

#### ❖ Calcul des pertes de charge dans la vanne

$$J_v = H_d - J_t = 106 - 90,032 = 15,968 \text{ m}$$

#### ❖ Calcul du coefficient de perte charge K dans la vanne

$$\text{On a : } J_v = k \times \frac{V^2}{2g} \quad \text{d'où : } K = J_v \times \frac{2g}{V^2}$$



$$K = 125,49$$

#### ❖ Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne ( $\alpha^\circ$ )

En utilisant le tableau de la variation de l'angle d'ouverture en fonction de K (voir annexe2) et par interpolation on trouve :  $\alpha = 60,11^\circ$

### V.11.9. Tronçon réservoir Ighil oumechdal - réservoir Amalou

Données :

- ✓ Débit : 0,0007 m<sup>3</sup>/s
- ✓ Charge disponible : (Cd) = 169,5 m
- ✓ Longueur de l'adduction : 983 m

### V.11.9.1. Calcul du diamètre avantageux

La valeur du diamètre avantageux ainsi que la valeur de la perte de charge sont représentés dans le tableau (V.25) suivant :

**Tableau(V.26) : Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge**

(Ioumechdal-Amalou)

CHZ	L (ml)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D retenu (mm)	V (m/s)	Jl	Jt
140	983	0,0007	32	0,87	50,21	55,237

**Remarque :** Le diamètre trouvé est trop petit 32 mm, sachant qu'on a une adduction gravitaire (t=24 h), alors on pourra réduire ce temps jusqu'à huit heures, afin d'augmenter la valeur du débit ensuite la valeur du diamètre.

Données :

- ✓ Débit : 0 ,002 m<sup>3</sup>/s
- ✓ Charge disponible : (Cd) =169,5 m
- ✓ Longueur de l'adduction : 983 m

**Tableau (V.26) : Calcul du diamètre avantageux et la perte de charge**

(IOumechdal-Amalou)

CHZ	L (ml)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (mm)	V (m/s)	Jl	Jt
140	983	0,002	50	1,20	37,030	40,734

Sachant qu'il existe un seul diamètre qui pourra transporter un débit avec une seule charge, le diamètre trouvé est **50 mm** avec une vitesse acceptable de **1,20 m/s**, et une perte de charge totale de **40,734 m**

#### ❖ Calcul des pertes de charge dans la vanne

$$J_v = H_d - J_t = 169,5 - 40,73 = 128,77 \text{ m}$$

On a le coefficient de perte de charge dans la vanne est trop grand ce qui veut dire qu'on ne pourra pas utiliser une vanne à papillon vu qu'on a une grande pression donc on opte pour un réducteur de pression

Les résultats obtenus pour les différents tronçons sont représentés dans le tableau (V.27)

Tableau (V.27) : Récapitulatif des diamètres de différents tronçons

Type d'adduction	Tronçon	Débit (m <sup>3</sup> /s)	L(m)	D (mm)	V (m/s)
Gravitaire	Tazazrait-SR1	0,06	260	250	1,57
	RIkhriben- RTala Amara	0,011	3376	200	0,5
	Ikhriben projeté- Ikhriben existant	0,017	250	160	1,09
	R Igounane- RCharaioua	0,018	3000	160	1,15
	R Afensou-R Agouni oujilbane	0,0016	3178	50	1,27
	R Afensou- R Belias	0,002	1500	50	1,20
	R Afensou- R Igounane	0,002	500	50	1,20
	R Afensou-Ighil oumechdal	0,002	1100	50	1,58
	R Ighil oumechdal-R Amalou	0,002	983	50	1,20
	SR1-SR2	0,0644	1320	250	1,31
Refolement	SR2-SR4	0,0505	1000	250	1,32
	SR4-SR5	0,0182	1582	125	1,48
	SR5- Réservoir de tête	0,0075	1036	110	1,02

## V.12. Conclusion

Au cours de ce chapitre, on a déterminé les diamètres économiques après avoir calculer les différents paramètres à savoir, la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, l'énergie consommée, les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, et en optant également pour le matériau le plus seyant qui est le PEHD. Par conséquent, après cette étude technico-économique, il faut choisir une pompe adéquate qui répond aux conditions d'exploitations désirés, c'est ce qu'on va analyser dans la chapitre suivant.

***POMPES ET STATIONS DE  
POMPAGE***

## VI.1. Introduction

Dans un projet d'adduction, il est préférable de véhiculer l'eau gravitairement de point de départ (source, barrage, etc...) jusqu'au point d'arrivée (réservoir, château d'eau, etc...), mais le relief reliant ces deux points ne permet pas toujours de réaliser ce cas, pour cela on est appelé à projeter des stations de pompage d'eau pour assurer la continuité d'écoulement.

## VI.2. Définition

Une pompe est un appareil qui aspire un fluide d'une région à grande pression, pour le refouler à une région à basse pression. Son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique fournie par son moteur d'entraînement 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.

## VI.3. Eléments constitutifs d'une station de pompage

Chaque station de pompage est généralement constituée des éléments suivants :

- ✓ Une bêche de reprise, divisée en deux compartiments afin de pouvoir mettre un des deux hors service lors des travaux de maintenance (principalement le nettoyage) ou d'éventuelles réparations. Dans le but de pouvoir mettre hors service l'un des compartiments, il est prévu d'installer des vannes de sectionnement dans la chambre de vannes. Le débit d'alimentation des pompes doit être assuré par un seul compartiment
- ✓ Une chambre des pompes et moteurs dont le radier est situé en contrebas de la bêche de reprise.
- ✓ Une clôture permettant de délimiter le périmètre des installations.

## VI.4. Classification des pompes

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories [4] :

### VI.4.1. Les pompes volumétriques

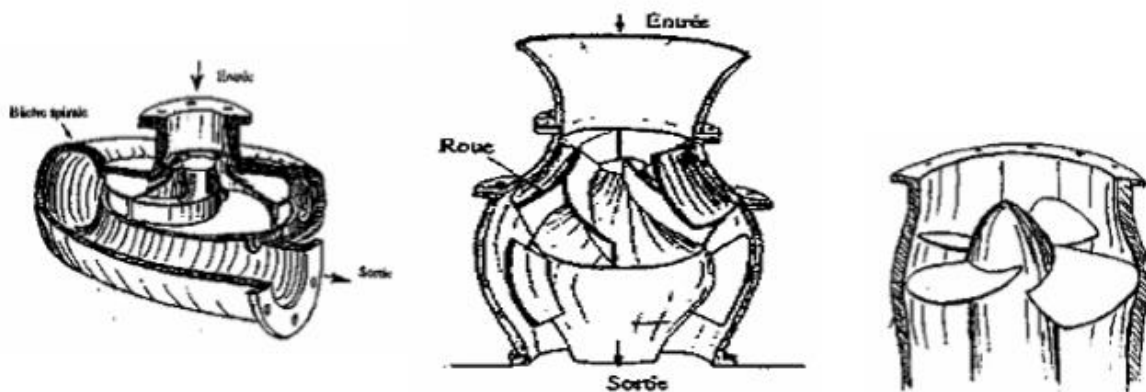
L'écoulement résulte de la variation d'une capacité occupée par le liquide. Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux, quelles élèvent à de faibles débits à des pressions élevées. On distingue les pompes alternatives (à piston, à diaphragme, etc ...) et des pompes rotatives (à vis, à engrenage, à palettes hélicoïdales, péristaltiques, etc ...).

### VI.4.2. Les turbopompes

Le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie qui lui est communiqué par la force centrifuge. Ce sont les plus employées. On distingue :

- ✓ **Les pompes centrifuges** : hauteur d'élévation très importante, représentées dans la figure (VI.1)
- ✓ **Les pompes hélices** : débit important et hauteur d'élévation faible, représentées dans la figure (VI.2)

- ✓ **Les pompes hélico-centrifuges** : débit moyen, hauteur d'élévation allant jusqu'à 25-30m, représentées dans la figure (VI.3)



**Figure (VI.1) : pompe centrifuge**    **Figure(VI.2) : Pompe hélico-centrifuge**    **Figure(VI.3) Pompe axiale**

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées dans le domaine de l'alimentation en eau potable pour les avantages suivants [3] :

- ✓ Elles refoulent de grands débits à des hauteurs importantes,
- ✓ Elles constituent des groupes légers, moins chers, d'un rendement acceptable et peu encombrantes, ce qui permet de réaliser d'appréciables économies sur les bâtiments abritant les installations de pompage.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- Suivant la forme de la roue
  - Pompe centrifuge radiale,
  - Pompe centrifuge semi axiale.
- Suivant le nombre de roues
  - Monocellulaire,
  - Multicellulaire.
- Suivant la position de son axe
  - Pompe à axe horizontal,
  - Pompe à axe vertical.

## VI.5. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge

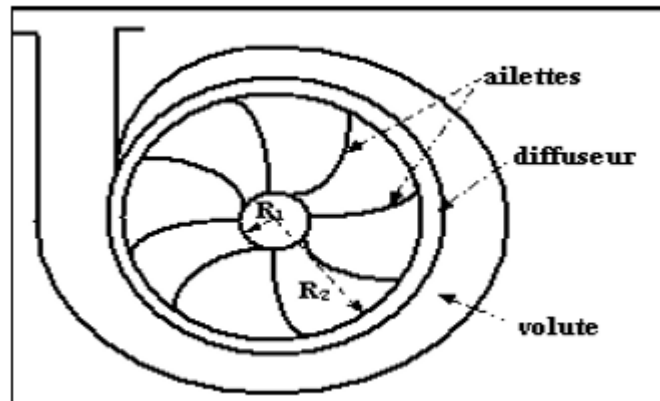
Lorsque le liquide arrive dans le corps de la pompe, la roue (alimentée par le moteur) projette le fluide à la périphérie du corps de la pompe grâce à la force centrifuge produite par la vitesse de la roue ; le liquide emmagasine ainsi une énergie (potentielle) qui sera transformée en débit et en hauteur d'élévation (énergie cinétique) [9].

En connectant ensuite la pompe à la tuyauterie de refoulement, le liquide sera facilement canalisé et atteindra l'extérieur de la pompe.

## VI.6. Constitution d'une pompe centrifuge

D'une façon générale, une pompe comporte :

**VI.6.1. Diffuseur et volute** Son rôle est la collecte du fluide à la sortie de la roue pour l'acheminer vers la section (croissante) de la sortie de la machine représenté dans la figure (VI.4) suivante



*Figure (VI.4) : Diffuseur et volute*

### VI.6.2. La roue

C'est un organe mobile appelé encore rotor ou impulseur. A l'intérieur de la roue, des canaux hydrauliques sont séparés par les aubes incurvées ; ces canaux peuvent être maintenus entre deux flasques (roue fermée (Figure (V.5)) : l'un de ces flasques ou les deux peuvent être absents (roue semi ouverte (Figure (V.6)), ou ouverte (Figure (V.7)), ce qui facilite le pompage des eaux chargées en corps solides.



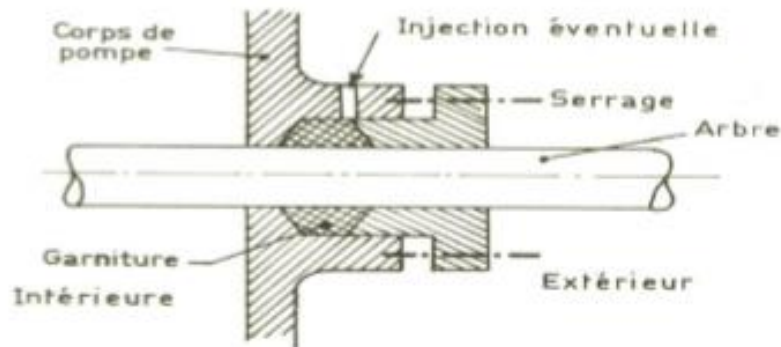
*Figure (VI.5) : Roue fermée    Figure(VI.6) : Roue semi ouverte    Figure (VI.7) : Roue ouverte*

### VI.6.3. Vis de remplissage

Elle est située sur le corps de la pompe.

### VI.6.4. Presse-étoupe

Elle est utilisée pour éviter les rentrées d'air et des fluides dans le corps de la pompe, son rôle est d'assurer l'étanchéité de la roue. Elle est représentée dans la figure (V.8).



Figure(VI.8) : Presse-étoupe

**VI.6.5. Flasques "disques»** Ils assurent le raccordement entre la pompe et le presse-étoupe.

**VI.6.6. Le palier** Supporte l'arbre de transmission à l'intérieur duquel on trouve différents roulements.

**VI.6.7. L'arbre** L'accouplement se fait, soit par moteur électrique, soit par un moteur thermique.

## VI.7. Choix des pompes

Le choix des pompes s'effectue suivant [8] :

- Le débit appelé à être refoulé ;
- La hauteur manométrique totale ;
- Le meilleur rendement qui conduirait à un coût acceptable du mètre cube d'eau à élever.

## VI.8. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe

Les courbes principales qui caractérisent une pompe et qui expriment ses performances, sont trois à savoir :

### VI.8.1. La courbe hauteur-débit ( $H = f(Q)$ )

Elle représente les variations de différentes hauteurs en fonction du débit.

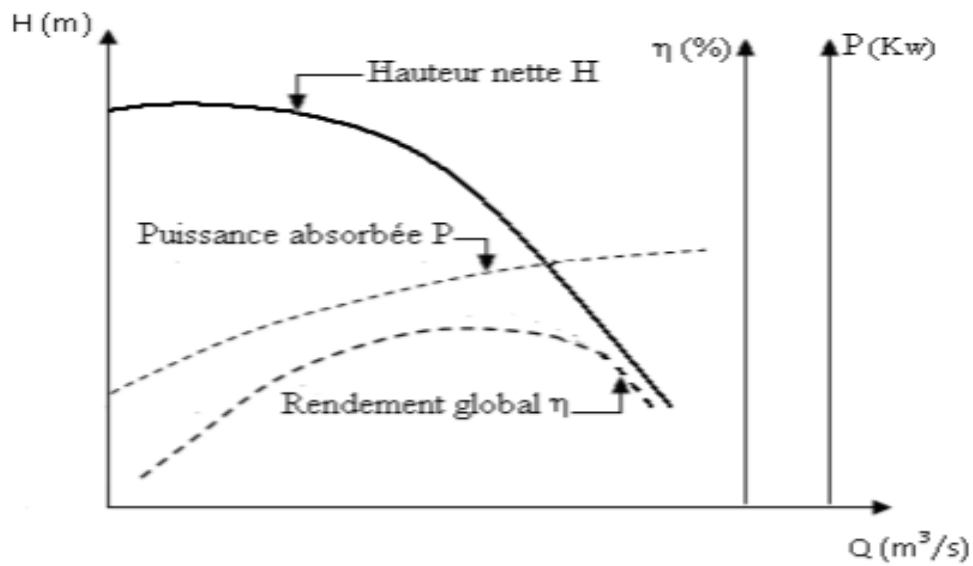
### VI.8.2. La courbe rendement-débit ( $\eta = f(Q)$ )

Cette courbe présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

### VI.8.3. La courbe des puissances absorbées-débit ( $P = f(Q)$ )

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits.





Figure(VI.9) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

## VI.9. Caractéristiques d'une conduite

Elle est appelée parfois courbe caractéristique du réseau,  $H_c = f(Q)$

## VI.10. Le point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe ( $H = f(Q)$ ) avec la courbe caractéristique de la conduite  $H_c = f(Q)$  qui sont représentés dans la figure (VI-10) ; et pour un meilleur fonctionnement, ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominal.

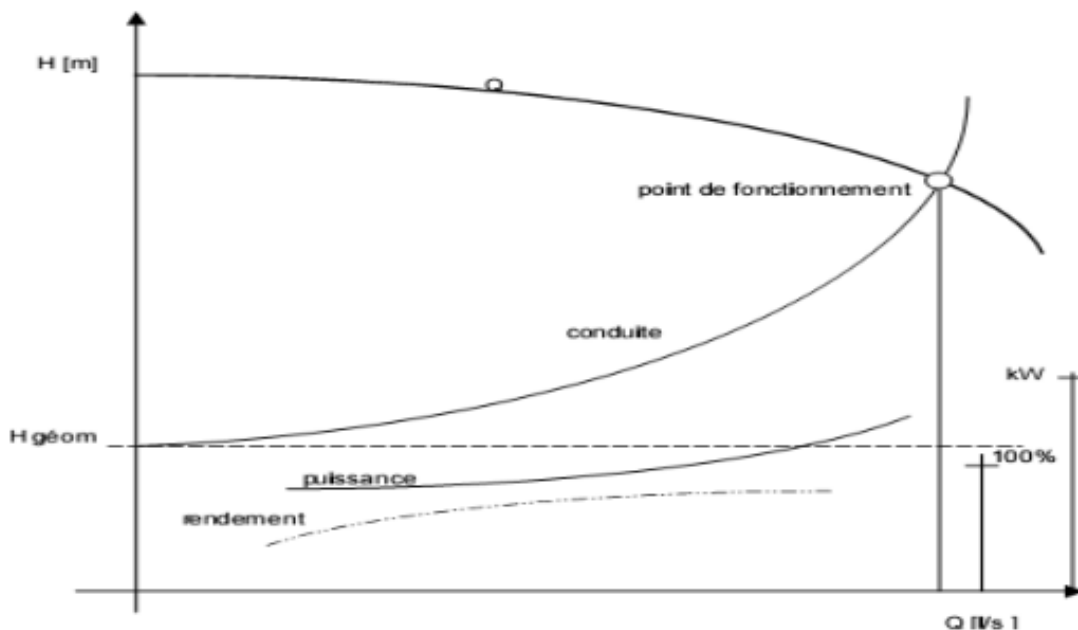


Figure (VI.10) : Point de fonctionnement d'une pompe

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées.

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes. Il est représenté dans la figure (V.11).

Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

#### VI.10.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage

On garde la courbe  $H = f(Q)$  telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré ; pour cela, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant.

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps  $T_1 = 20$  heures est de :

$V_e (m^3) = 20 \times Q_1$  ; ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps  $T'$ . Donc, on peut écrire :

$$Q \times T' = 20 \times Q_1 \quad (VI.1)$$

D'où :

$$T' = 20 \times \frac{Q_1}{Q} \quad (VI.2)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad (KW) \quad (VI.3)$$

#### VI.10.2. Régulation par étouffement (Le vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit  $Q_1$ . La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H'}{\eta} \quad (VI.4)$$

Avec :

$$H' = H_1 + h_v$$

Ou :

$h_v$  : Perte de charge engendrée par vannage (m) ;

$H'$  : Hauteur créée par la pompe pour le débit désiré  $Q_1$ (m) ;

$\eta$  : Rendement (%).

### VI.10.3. Rognage de la roue

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation  $N$ , et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point  $P_1$  ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point

$P_2 (Q_2, H_2)$  avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. On aura alors :

$$m = \left( \frac{Q_1}{Q_2} \right)^{1/2} = \left( \frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2} \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

-  $m$  : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage ( $r$ ) sera :

$$r = 1 - m(\%)$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad (\text{VI.6})$$

Il est très difficile à réaliser le rognage de la roue, car il demande une très grande précision.

### VI.10.4. Variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entrainera la diminution du débit et également la puissance absorbée.

On trace la parabole d'équation  $y = ax^2$  (courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par  $P_1$  dans la figure (V.11) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point  $P_3 (Q_3, H_3)$ , on aura alors :

La nouvelle vitesse de rotation  $N'$  donnée par :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad (\text{Tr / min}) \quad (\text{VI.7})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta}$$

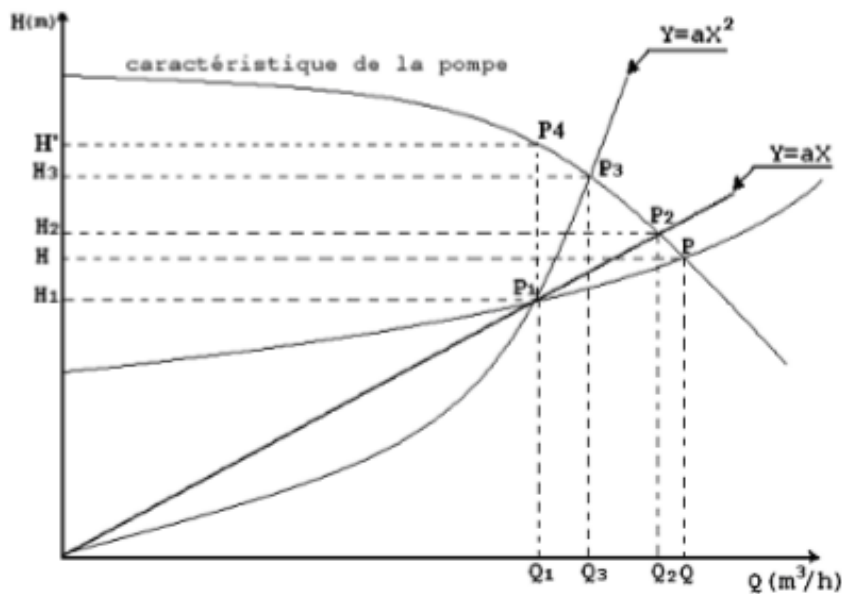


Figure (VI.11) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

## VI.11. Couplage des pompes

Dans bien des cas, les besoins (hauteur-débit) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, ou, pour des raisons de souplesse, on préfère utiliser plusieurs pompes. Dans ces cas, on sera obligé d'utiliser un couplage de pompe [9].

### VI.11.1. Couplage en parallèle

Ce montage se rencontre lorsqu'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit. La caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour une même hauteur les débits de chaque pompe. Il est souvent bien avantageux d'utiliser deux pompes identiques ce qui évite les risque de décrochage et améliore le rendement de l'ensemble.

Il faudra de toute façon utiliser des pompes ayant une caractéristique constamment plongeante afin d'éviter le risque de faire barboter une des pompes.

### VI.11.2. Couplage en série

Ce montage s'emploie lorsqu'on veut augmenter la hauteur de refoulement. Ce cas se rencontre par exemple sur des forages où une pompe immergée relève l'eau jusqu'à la surface, ou elle est reprise par une pompe de surface. Dans ce cas, la caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour un débit donné les hauteurs de refoulement des deux pompes.

## VI.12. Etude de la cavitation

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend au-dessous d'une certaine valeur, généralement voisine de la tension de vapeur du liquide, il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevée, peuvent se refermer brutalement en occasionnant de bruit, des vibrations, une érosion des matériaux et une détérioration des

caractéristiques hydrauliques. C'est le phénomène de cavitation, qui doit être soigneusement évité [9] :

Pour éviter ce phénomène, la condition suivante doit être vérifiée :  $NPSH_d > NPSH_r$

Avec :

$NPSH_d$  : charge nette d'aspiration disponible (donnée par l'utilisateur).

$NPSH_r$  : charge nette d'aspiration requise (donnée par le constructeur).

- Pour l'alimentation en charge :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} + H_a - (J_a + T_v) \quad (VI.8)$$

- Pour l'alimentation en dépression :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} - H_a - (J_a + T_v) \quad (VI.9)$$

Avec :

-  $H_a$  : Hauteur d'aspiration en (m)

-  $J_a$  : Perte de charge à l'aspiration en (m)

-  $\frac{P_0}{g \cdot \rho}$  : Pression au point d'aspiration en (mce)

-  $\frac{P_0}{g \cdot \rho} = 10,33 - (0,0016 a')$

Avec :

-  $a'$  : Côte du plan d'aspiration (m)

-  $T_v$  : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée

Ces valeurs sont données dans le tableau (VI.1) suivant :

**Tableau (VI.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température**

T° C	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$T_v(\text{mce})$	0.06	0.125	0.238	0.432	0.752	1.25	2.03	3.17	4.82	7.14	10.33

### VI.13. Types de pompes à adopter pour la station de reprise SR1

Le choix de la pompe s'effectue en choisissant un type de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus possible des données à respecter (débit, HMT).

#### VI.13.1. Caractéristique de la conduite

- ✓ Le débit refoulé :  $Q = 64,4$  l/s
- ✓ La hauteur géométrique :  $H_g = 151,5$  m
- ✓ Les pertes de charges :  $J_T = 8,85$  m

- ✓ La hauteur manométrique totale :  $HMT = 160,35 \text{ m}$ .

### VI.13.2. Caractéristique de la pompe

D'après le catalogue CAPRARI on opte pour une pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire de type PM100 / 3C dont les caractéristiques sont les suivantes :

- ✓  $Q = 67,2 \text{ l/s}$
- ✓ Un rendement :  $\eta = 76,4 \%$
- ✓ Une vitesse :  $N = 2950 \text{ tr/min}$
- ✓  $HMT = 161 \text{ m}$  (hauteur de refoulement)
- ✓  $Pa = 144 \text{ kW}$  (puissance de la pompe).

D'après la courbe d'installation le point de fonctionnement donné ne correspond pas à celui désiré. Nous devons le réaliser :

- Le point de fonctionnement donné ( $67,2 \text{ l/s}$  ;  $161 \text{ m}$ )
- le point de fonctionnement désiré ( $64,4 \text{ l/s}$  ;  $160,35 \text{ m}$ )

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (VI.12) suivante

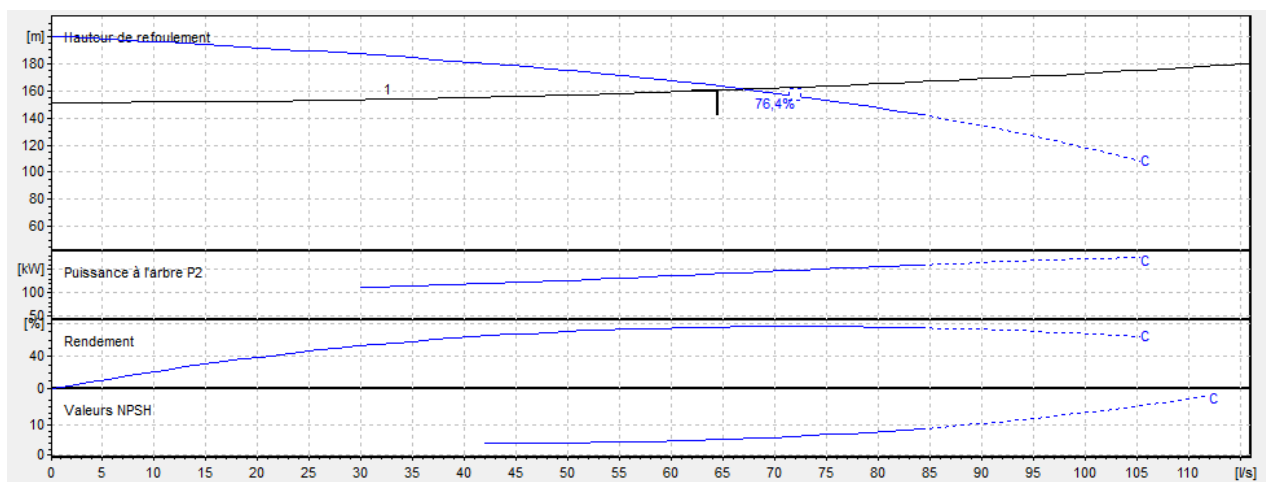


Figure (VI.12) : courbe caractéristique de la pompe de la SRI

### VI.13.3. Réalisation du point de fonctionnement

- La courbe caractéristique de la pompe

On a :

$$H_p = \alpha Q^2 + b \quad (\text{VI.10})$$

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

- a)  $H = 161 \text{ m}$                        $Q = 67,2 \text{ l/s}$
- b)  $H = 200 \text{ m}$                        $Q = 0 \text{ l/s}$

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

$$161 = a * (67,2)^2 + b$$

$$200 = a * (0)^2 + b$$

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

$$H_p = -0,008636 Q^2 + 200$$

Pour la réalisation du point désiré on fait appel soit à :

➤ **augmentation du temps de pompage**

$$Q \times T' = 20 \times Q_1$$

$$T' = 20 \times \frac{Q_1}{Q} = 20 \times \frac{64,4}{67,2} = 19,17 \text{ h}$$

Donc le temps de pompage est : 19 h et 10 min

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0672 \times 161}{0,761} = 139,47 \text{ kW}$$

➤ **le vannage**

$$H' = H_1 + h_v$$

$$D'où h_v = H' - H_1 = 167 - 160,35 = 6,65 \text{ m}$$

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0644 \times 167}{0,761} = 138,64 \text{ kW}$$

➤ **variation de la vitesse de rotation**

**a) calcul de la courbe iso – rendement**

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

$$H = \frac{160,35}{4147,36} = 0,0387 Q^2$$

La courbe iso rendement coupe celle de la pompe au point (65,03 l/s ; 163,48 m)

**b) calcul du nombre de tours**

$$N_2 = \frac{(64,4)^2 \times 2950}{(65,03)^2} = 2893,12 \text{ (tr/min)}$$

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0644 \times 160,35}{0,761} = 133,11 \text{ kW}$$

On opte pour la troisième variante car elle présente une puissance minimale

**VI.13.4. vérification de la non la cavitation**

- Côte du plan d'aspiration :  $C_a = 160,5 \text{ m}$
- Côte de l'axe de la pompe :  $C_p = 164$

- Hauteur d'aspiration :  $H_a = C_p - C_a = 3,5 \text{ m}$  (VI.11)
- $NPSH_r = 1,65 \text{ m}$

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

- ✓ Calcule de la pression à la côte d'aspiration :  $= 10,33 - 0,0016 \times 160,5 = 10,073$
- ✓  $NPSH_d = 10,073 + (3,5) - (0 + 0,238) = 13,335 \text{ m}$ .

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

## VI.14. Types de pompes à adopter pour la station de reprise SR2

Le choix de la pompe s'effectue en choisissant un type de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus possible des données à respecter (débit, HMT).

### VI.14.1. Caractéristique de la conduite

- ✓ Le débit refoulé :  $Q = 50,5 \text{ l/s}$
- ✓ La hauteur géométrique :  $H_g = 124,5 \text{ m}$
- ✓ Les pertes de charges :  $J_T = 7,97 \text{ m}$
- ✓ La hauteur manométrique totale :  $HMT = 132,4 \text{ m}$ .

### VI.14.2. Caractéristique de la pompe

D'après le catalogue de CAPRARI on opte pour une pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire de type PM 100/3E dont les caractéristiques sont les suivantes :

- ✓  $Q = 50,5 \text{ l/s}$
- ✓ Un rendement :  $\eta_l = 69 \%$
- ✓ Une vitesse :  $N = 2900 \text{ tr/min}$
- ✓  $HMT = 132 \text{ m}$  (hauteur de refoulement)
- ✓  $P_a = 96,8 \text{ kW}$  (puissance de la pompe).

D'après la courbe d'installation le point de fonctionnement donné correspond à celui désiré.

La courbe caractéristique de la pompe est représentée dans la figure (VI.13) suivante



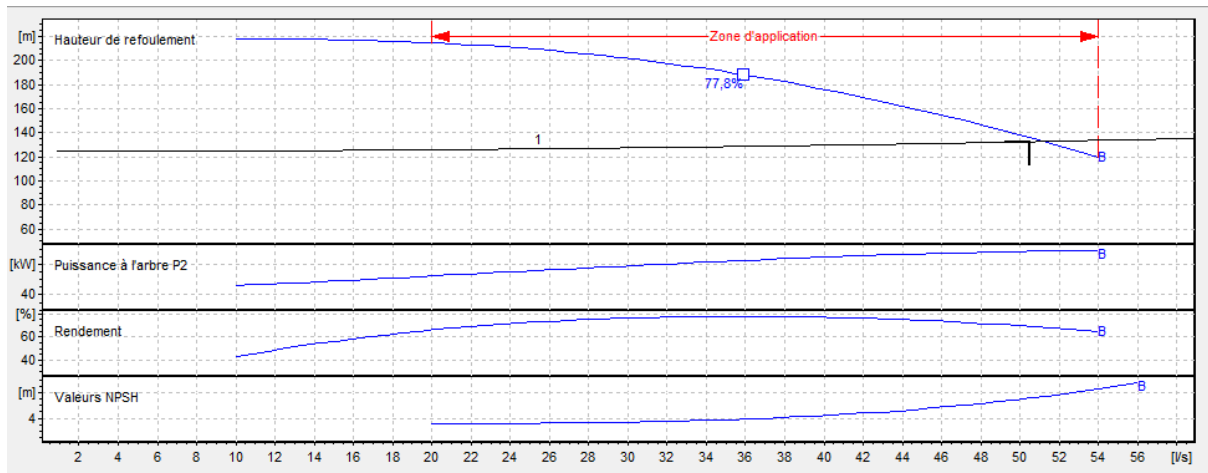


Figure (VI.13) : courbes caractéristiques de la pompe de la SR2

### VI.14.3. vérification de la non cavitation

- Côte du plan d'aspiration :  $C_a = 308,5$  m
- Côte de l'axe de la pompe :  $C_p = 305$  m
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = C_p - C_a = 3,5$  m
- $NPSH_r = 7,18$

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

- ✓ Calcul de la pression à la côte d'aspiration :  $= 10,33 - 0,0016 \times 308,5 = 9,836$
- ✓  $NPSH_d = 9,836 + (3,5) - (0 + 0,238) = 13,098$  m.

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

### VI.15. Types de pompes à adopter pour la station de reprise SR4

Le choix de la pompe s'effectue en choisissant un type de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus possible des données à respecter (débit, HMT).

#### VI.15.1. Caractéristique de la conduite

- ✓ Le débit refoulé :  $Q = 18,2$  l/s
- ✓ La hauteur géométrique :  $H_g = 255,5$  m
- ✓ Les pertes de charges :  $J_T = 29,95$  m
- ✓ La hauteur manométrique totale :  $HMT = 285,46$  m.

#### VI.15.2. Caractéristique de la pompe

D'après le catalogue de CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire de type PM 65/8A dont les caractéristiques sont les suivantes :

- ✓  $Q = 18,6$  l/s
- ✓ Un rendement :  $\eta_l = 68,8$  %

- ✓ Une vitesse :  $N = 2900$  tr/min
- ✓ HMT = 287 m (hauteur de refoulement)
- ✓  $P_a = 75,9$  kW (puissance de la pompe).

D'après la courbe d'installation le point de fonctionnement donné ne correspond pas à celui désiré. Nous devons le réaliser

- Le point de fonctionnement donné (18,6 l/s, 287 m)
- le point de fonctionnement désiré (18,2 l/s, 285,47 m)

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (VI-14) suivante

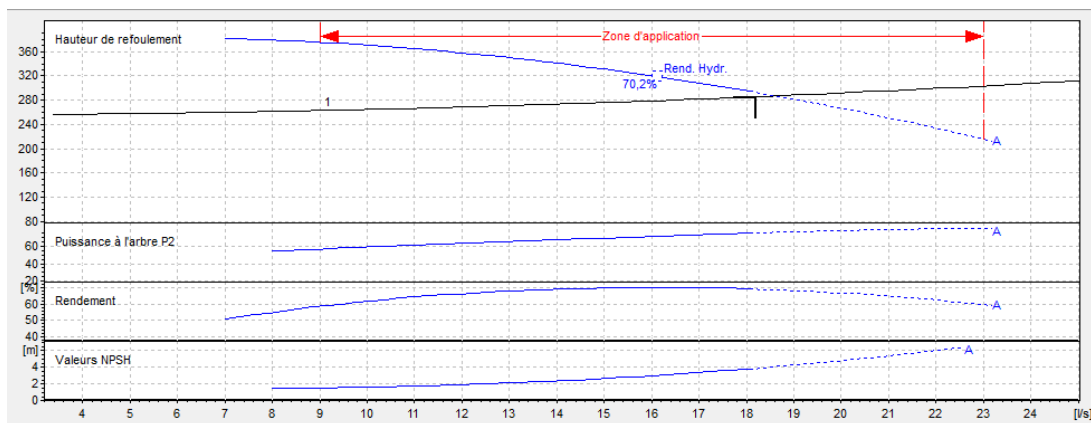


Figure (VI.14) : courbes caractéristiques de la pompe de la SR4

### VI.15.3. Réalisation du point de fonctionnement

- La courbe caractéristique de la pompe

On a :

$$H_p = a Q^2 + b$$

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

- c)  $H = 287\text{m}$                        $Q = 18,6\text{l/s}$
- d)  $H = 380\text{m}$                        $Q = 0\text{ l/s}$

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

$$287 = a * (18,6)^2 + b$$

$$380 = a * (0)^2 + b$$

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

$$H_p = -0,2688 Q^2 + 380$$

Pour la réalisation du point désiré on fait appel soit à :

➤ *augmentation du temps de pompage*

$$Q \times T' = 20 \times Q_1$$

$$T' = 20 \times \frac{Q_1}{Q} = 20 \times \frac{18,2}{18,6} = 19,57 \text{ h}$$

Donc le temps de pompage est : 19 h et 34 min

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0186 \times 287}{0,688} = 76,12 \text{ kW}$$

➤ *le vannage*

$$H' = H_1 + h_v$$

$$D'où h_v = H' - H_1 = 305 - 285,46 = 14,54 \text{ m}$$

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0182 \times 300}{0,688} = 77,85 \text{ KW}$$

➤ *variation de la vitesse de rotation*

*a) calcul de la courbe iso – rendement*

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

$$H = \frac{285,46}{331,24} = 0,86 Q^2$$

La courbe iso rendement coupe celle de la pompe au point (18,3 l/s ; 288 m)

*b) calcul du nombre de tours*

$$N_2 = \frac{(18,2)^2 \times 2900}{(18,6)^2} = 2776,61 \text{ (tr/min)}$$

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0182 \times 285,47}{0,688} = 74,08 \text{ kw}$$

On opte pour la troisième variante car elle présente une puissance minimale

#### VI.15.4. vérification de la non la cavitation

- Côte du plan d'aspiration :  $C_a = 429,5 \text{ m}$
- Côte de l'axe de la pompe :  $C_p = 426 \text{ m}$
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = C_a - C_p = 3,5 \text{ m}$
- $NPSH_r = 4,09$

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

- ✓ Calcule de la pression à la côte d'aspiration :  $= 10,33 - 0,0016 \times 429,5 = 9,643$
- ✓  $NPSH_d = 9,643 + (3,5) - (0 + 0,238) = 12,905 \text{ m.}$

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

## VI.16. Types de pompes à adopter pour la station de reprise SR5

Le choix de la pompe s'effectue en choisissant un type de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus possible des données à respecter (débit, HMT).

### VI.16.1. Caractéristique de la conduite

- ✓ Le débit refoulé :  $Q = 7,5/\text{s}$
- ✓ La hauteur géométrique :  $H_g = 119 \text{ m}$
- ✓ Les pertes de charges :  $J_T = 13,22 \text{ m}$
- ✓ La hauteur manométrique totale :  $HMT = 132,3 \text{ m.}$

### VI.16.2. Caractéristique de la pompe

D'après le catalogue de CAPRARI on opte pour une pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire de type PM / dont les caractéristiques sont les suivantes :

- ✓  $Q = 7,5 \text{ l/s}$
- ✓ Un rendement :  $\eta = 66,9 \%$
- ✓ Une vitesse :  $N = 2950 \text{ tr/min}$
- ✓  $HMT = 132 \text{ m}$  (hauteur de refoulement)
- ✓  $P_a = 14,7 \text{ kW}$  (puissance de la pompe).

D'après la courbe d'installation le point de fonctionnement donné correspond à celui désiré.

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (VI-15) suivante

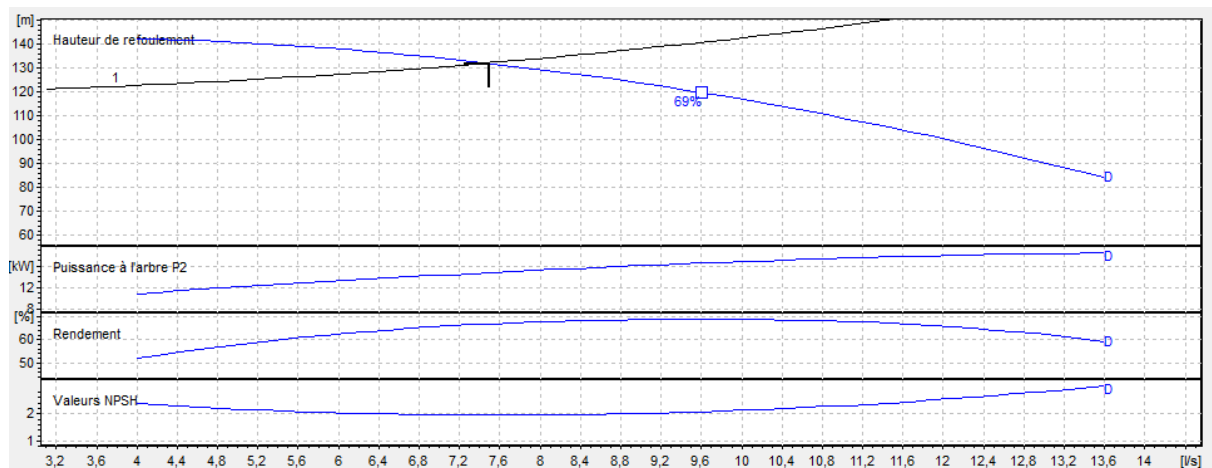


Figure (VI.15) : courbes caractéristiques de la pompe de la SR5

**V.16.3. vérification de la non cavitation**

- Côte du plan d'aspiration :  $C_a = 681$  m
- Côte de l'axe de la pompe :  $C_p = 677,5$  m ;
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = C_a - C_p = 3,5$  m
- $NPSH_r = 1,97$

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

- ✓ Calcule de la pression à la côte d'aspiration :  $= 10,33 - 0,0016 \times 681 = 9,240$
- ✓  $NPSH_d = 9,240 + (3,5) - (0 + 0,238) = 12,502$  m.

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

**V.17. Conclusion :**

Dans ce chapitre, l'utilisation d'un catalogue CAPRARI nous a permis de déterminer les différents types de pompes à adopter pour chaque station de reprise. Nous avons opté pour la station de reprise SR1 une pompe multicellulaire à axe horizontal de type **PM 100/ 3C**. Pour la station de reprise SR2 nous avons opté pour une pompe multicellulaire, à axe horizontal, de type **PM 100/ 3E**. Pour la SR4 on a opté pour une pompe de type **PM 65/8A**, Pour la SR5 on a opté pour la pompe de type **HMU50-1/4D**, à la fin a vérifié la non-cavitation de chaque pompe utilisée.

***PROTECTION  
DES CONDUITES***

## VII.1. Introduction

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire de la pression (entre la surpression et la dépression), un écoulement non permanent (transitoire) apparaît dans une conduite lorsqu' on fait varier brusquement le débit à l'extrémité aval de celle-ci.

Ce phénomène peut provoquer des effets plus nocifs à la canalisation, il est nécessaire par conséquent d'empêcher la production de telles perturbations ou du moins de les atténuer.

## VII.2. Causes du phénomène

Les causes du phénomène sont [9] :

- Arrêt brutal, par disjonction inopiné, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement
- Démarrage ou arrêt d'une ou plusieurs pompes
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction
- Une variation brusque de la vitesse d'un liquide.

## VII.3. 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 [9] :

- Emission de bruit
- Usure rapide des matériels, voire quelque fois leur détérioration brutale
- Détérioration des joints par suite aux fuites aux raccords
- Usure rapide des matériels, voire quelquefois leur détérioration brutale
- Eclatement de la conduite du à la surpression
- Ecrasement du à la dépression.

## VII.4. Moyens de protection contre le coup de bélier

Dans une installation où le risque de coup de bélier peu apparaitre, il est nécessaire de définir les protections que l'on va introduire dans le système de façon à minimiser les effets à des valeurs, compatible avec la résistance de la conduite : limitation de surpression et/ou de la dépression, on utilise pour cela un appareil appelé anti-bélier.

Pour le cas d'une conduite d'adduction, le meilleur moyen de protection est l'utilisation d'un robinet-vanne à course longue qui sera manœuvré lentement, toutefois pour les grandes conduites on peut utiliser un anti-bélier, pour plus de sécurité.

Le cas d'une conduite de refoulement est plus grave, puisque l'arrêt de la pompe peut survenir brutalement.

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants [9] :

- Volant d'inertie

- Soupape de décharge
- Les ventouses
- Les réservoirs d'air
- Cheminée d'équilibre
- Vanne de fermeture lente.

#### **VII.4.1. Le volant d'inertie**

Son principe est de continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

C'est un disque de grande inertie, dont la masse est concentrée près de la périphérie, calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment du l'arrêt du moteur, il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement.

Portant ce système est généralement peut ou non utilisable vu que [9] :

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions seulement
- Si la conduite de refoulement est assez grande on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérable, par conséquent le système sera couteux
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce volant ce qui peut conduire à des appels d'intensités de courant inadmissibles
- Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueur de refoulement faible ou moyenne qui n'accède pas quelque centaines de mètres.

#### **VII.4.2. Soupape de décharge**

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

#### **VII.4.3. Les ventouses**

Dans la majorité des cas, les ventouses sont à double effet, elles fonctionnent comme des purgeurs automatiques : lorsqu'une poche d'air arrive, elles s'ouvrent pour l'extraire à l'extérieur, et lorsqu'une dépression se produit, elles s'ouvrent et permettent l'entrée d'air extérieur, cet air reste dans l'installation, mais le collapse de la tuyauterie a été évité [11].

#### **VII.4.4. Cheminées d'équilibre**

Une manière de réduire les surpressions dans une conduite, Elles sont des récipients ouverts à forte hauteur protégeant le tronçon en aval et réduisant l'intensité du coup de bélier en amont. Elles jouent le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages importants dans le cas de grandes et moyennes hauteurs de refoulement [9].



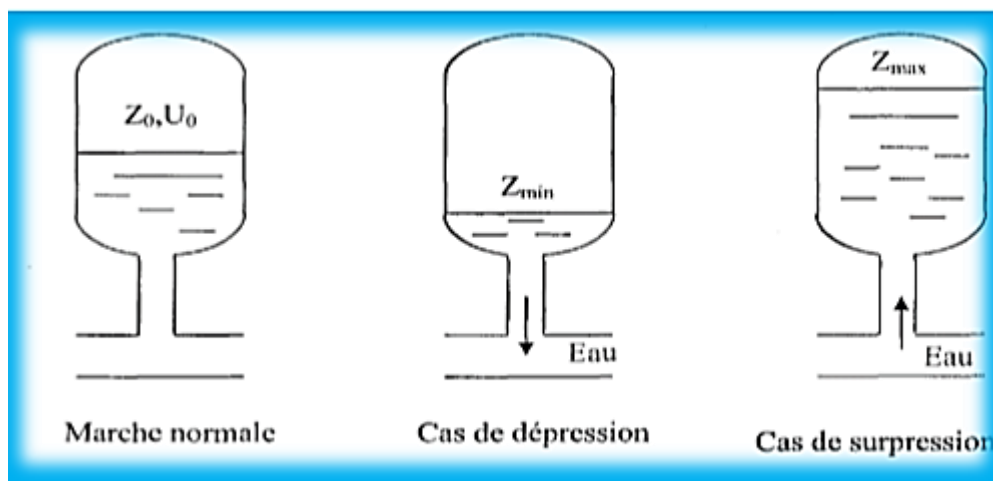
Les cheminées d'équilibre sont utilisées sur le tracé du refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire. Elles présentent certains avantages à savoir :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessibles.

#### VII.4.5. Les réservoirs d'air

C'est un réservoir métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement immédiatement à l'aval du clapet contenant de l'eau et de l'air sous pression, la pression dans l'air en marche normale équilibre la pression dans la conduite en cas de coup de bélier. Ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air), ainsi il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression. A cause de sa simplicité et son efficacité, le réservoir d'air est le moyen de protection contre les coups de bélier le plus utilisé en alimentation en eau [11].

La figure (VII.1) suivante nous représente un réservoir d'air :



*Figure (VII.1) : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air*

#### VII.4.6. Tableau récapitulatif des différents équipements anti-bélier

Les avantages et les inconvénients des appareils anti-bélier sont représentés dans le tableau (VII.1) suivant :

Tableau(VII.1) : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
soupape de décharge	- cout limité - entretien et réglage facile - ne consomme pas d'énergie - indépendant d'une installation électrique	- nécessite un entretien et un contrôle attentif - pertes considérable d'eau pendant le fonctionnement	utilisé comme protection contre la surpression
cheminée d'équilibre	- bon fonctionnement (ne comporte pas d'organe mécanique susceptible de fonctionnement defectueux - Importante durée de vie Indépendante d'une installation électrique - pas de perte d'eau	- Possibilités d'installations limitées - ouvrage couteux (hauteur généralement très développée,	utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
réservoir d'air	-bon fonctionnement - bonne sécurité - pas des pertes d'eau	- Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié - cout élevé	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volent d'inertie	- Dispositif économique - Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent	- consommation d'énergie protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage - Inapproprié dans les stations à fortes fréquence de démarrage	Utilisé comme protection contre la dépression

#### VII.4.7. Définition des pressions

La pression est une notion physique fondamentale parfaitement définie comme étant le rapport d'une unité de force sur une unité de surface. Il existe plusieurs types de pression

##### VII.4.7.1. Pression nominale (PN)

La Pression Nominale (PN) est la pression qui sert souvent dans le dimensionnement d'une canalisation en PVC ou en PEHD. Cette valeur est exprimée en bar (pour l'élément de canalisation ou de robinetterie) comme étant la pression pour la laquelle l'équipement est capable de supporter une pression sans défaillance et avec une sécurité convenable pendant un temps à une température donnée. Cette pression varie dans le temps et selon la température.

##### VII.4.7.2. Pression maximale admissible

La Pression Maximale Admissible (PMA), est la pression y compris le coup de bélier, à laquelle un composant est capable de résister lorsqu'il y est soumis de façon intermittente en service.

##### Remarque :

Comme on a utilisé, plusieurs matériaux tels que, le PEHD, l'acier et la Fonte donc on a pris les coefficients de sécurité ( $C_s$ ) suivants [1] :

- PEHD : 30%

- L'acier : 25%

Pour ce qui concerne la fonte on n'a pas d'information concernant le coefficient de sécurité

➤ **Méthode de calcul :**

Pour la vérification de l'apparition ou non du phénomène du coup de bélier on compare la valeur de la surpression avec la pression maximale admissible (on multipliant la valeur de la pression nominale par le coefficient de sécurité, s'il dépasse la pression maximale du service ça veut dire que le phénomène du coup de bélier existe s'il ne dépasse pas on vérifie la valeur de la dépression

En ce qui concerne la dépression on vérifie le signe de cette dernière si c'est négative on protège la conduite on optant pour l'installation d'une vanne à fermeture lente, si c'est positive on vérifie la valeur de la surpression

**Remarque :** parfois même si les valeurs de la dépression et la surpression sont acceptables il faut toujours faire une deuxième vérification graphique à l'aide du profil en long de chaque conduite afin d'assurer une protection maximale et d'éviter le phénomène du coup de bélier

#### VII.4.8. Principe de construction de l'épure de BERGERON

Dans notre cas, on optera pour une tuyère comme dispositif d'étranglement et on fixe le volume d'air  $U_0$ . Sur le diagramme  $H=f(V)$ , le point 1R est donné par l'intersection de la vitesse  $V_0$  en régime normal et de l'horizontal passant par la valeur  $Z_0$ , tel que :

$$Z_0 = H_g + 10$$

Avec :

$Z_0$  : pression absolue.

➤ **Principe de calcul du réservoir d'air**

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

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 de régime transitoire, avec :

$$\Delta U = S \times V_m \times T_{ond} \quad (VII.1)$$

Ou:

-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  $U$  réservoir sera égal à la fin du premier intervalle  $T$ , au volume choisi  $U_0$ , augmenté ou diminué de la quantité trouvée précédemment  $\Delta U$ .

4 - la pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de Poisson [4] :

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4} \quad (VII.2)$$

Ou :

- $\delta_0$  : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;

- $U_0$  : Volume d'air initial ;

- $U$  : Volume nouveau de l'air ;

### 5- La vitesse dans la tubulure et les pertes de charges

#### ▪ Cas de la montée d'eau

$$\Phi = \frac{D}{2}$$

A la montée de l'eau, on a un coefficient de débit de 0.92

$$V_1 / V_f = D^2 / d'^2 = K \quad (\text{VII.3})$$

Ou :

- $V_1$  : Vitesse dans la tuyère ;
- $V_f$  : Vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement (m) ;
- $\Phi$  : Diamètre de la tubulure (m) ;
- $D$  : Diamètre de la conduite ;
- $d'$  : Diamètre de la veine contractée dans la tuyère (m) ;
- $d$  : diamètre de la tuyère.

Avec :

$$d' = 0.92 d$$

Le diamètre, sera choisi de manière à avoir le rapport :

$$\begin{aligned} V_1 / V_f &= K \text{ (compris entre 15 et 20)} \\ \Delta h_1 &= C \times (V^2 / 2 \times g) \end{aligned} \quad (\text{VII.4})$$

$C = f(m)$ , avec:

$$m = (0.92 \times d)^2 / D^2 \quad (\text{VII.5})$$

La valeur de  $C$  est lue sur l'abaque (Annexe 04).

#### ▪ Cas de la descente de l'eau

La tuyère agit comme un ajoutage BORDA avec un coefficient de 0.5 à la descente de l'eau.

$$V_2 / V_f = 2 \times (D / d)^2 \quad (\text{VII.6})$$

Ou :

$V_2$  : Vitesse de l'eau dans la tuyère

$$\Delta h_2 = C' \times (V^2 / 2 \times g) \quad (\text{VII.7})$$

Avec :  $C' = f(m)$

$$m = 1/2 (d/D)^2 \quad (\text{VII.8})$$

La valeur de  $C'$  est lue sur l'abaque (Annexe 05).

La perte de charge  $\delta$  est donnée par la formule de COLEBROOK, pour le PEHD :

$$\Delta = 1.1 (\lambda \times L \times V_f) / (D \times 2 \times g) \quad (\text{VII.9})$$

La pression dans la conduite sans pertes de charge :

- Cas de la montée :  $Z - \Delta h_1 - \delta$  (VII.10)  
 ➤ Cas de la descente :  $Z' + \Delta h_2 + \delta$

#### VII.4.9. Etude du coup de bélier

L'étude de ce phénomène consiste à calculer les surpressions ( $H_s$ ) et les dépressions ( $H_d$ ) ainsi que la valeur du coup de bélier ( $B$ ) dans les différents tronçons de réseau d'adduction, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression maximale admissible (PMA) [9].

##### VII.4.9.1. Calcul de la célérité d'onde

La célérité est la vitesse de propagation d'onde, elle dépend de la compressibilité d'eau et l'élasticité du tuyau. ALLIEVI a donné pour la vitesse  $a$  de l'onde, la valeur suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VII.11})$$

Avec :

- $a$  : Célérité de l'onde (m/s) ;
- $D$  : Diamètre intérieur de la conduite (mm)
- $e$  : Epaisseur de la conduite (mm)
- $K'$  : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation
  - Pour le PEHD  $K' = 83$
  - Pour la fonte ductile  $k'=1$
  - Pour L'acier  $K' = 0,5$

##### VII.4.9.2. Valeurs numériques du coup de bélier

###### A. Cas d'une fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture  $T_f$  [5], tel que :

$$T_f < \frac{2L}{a}$$

Avec,  $\frac{2L}{a}$  le temps d'aller et retour de l'onde

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule suivante :

$$B = \frac{a \times V}{g} \quad (\text{VII.12})$$

Avec :

- $B$  : Valeur du coup de bélier (m)

- a : Célérité de l'onde (m/s)
- V : Vitesse d'écoulement (m/s)
- g : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

Pour calculer la surpression et la dépression il faut calculer la pression absolue au point le plus haut de la conduite  $H_0$ , telle que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VII.13})$$

- ✓ La valeur maximale de la surpression est :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{VII.14})$$

- ✓ La valeur maximale de la dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{VII.15})$$

Avec :

- $H_g$  : Hauteur géométrique de refoulement(m)
- 10 : Pression atmosphérique
- $H_0$  : Pression absolue de la conduite (m)
- $H_s$  : Valeur de la surpression (m)
- $H_d$  : Valeur de la dépression (m).

### **B. Cas d'une fermeture lente**

La fermeture lente est caractérisée par un temps  $T_f$  [5], tel que :

$$T_f > \frac{2L}{a}$$

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

$$B = \frac{2 \times L \times V}{g \times T_f} \quad (\text{VII.16})$$

### **VII.4.9.3. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les tronçons gravitaires**

#### **A. Tronçon Tazazrait –SR1**

Les caractéristiques de cette conduite sont regroupées dans le tableau (VII.2) ci-dessous.

**Tableau (VII.2) : Caractéristiques de La conduite (Tazazrait – SR1)**

La conduite	Q (m <sup>3</sup> /s)	D(m)	V (m/s)	L(m)
Tazazrait – SR1	0,06	250	1,57	260

Les résultats de calculs de la valeur du coup de bélier sont regroupés dans le tableau (VII.3) ci-dessous.

**Tableau (VII.3) : Valeurs Numériques du coup de bélier (Tazazrait – SR1)**

La conduite	Hg (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	H <sub>d</sub> (m)	Type de conduite	P <sub>N</sub>	PMA
Tazazrait – SR1	13,5	276,25	44,21	57,71	<b>-30,71</b>	PEHD	<b>100</b>	<b>130</b>

D'après les résultats du tableau on remarque que :

- La valeur de la surpression ne dépasse pas la pression maximale admissible.
- La valeur de la dépression, est négative, c'est ce que nous a montré la deuxième vérification à l'aide, du profil en long vu que la ligne piézométrique coupe le terrain naturel ce qui nous a permis d'opter pour une vanne a fermeture lente.

### Principe de calcul

Cette méthode consiste à utiliser la formule de MICHAUD  $B = \frac{2 \times L \times V}{g \times T_f}$ , on variant le temps  $T_f$  de façon qu'il soit supérieur a  $\frac{2L}{a}$ , on aura la nouvelle valeur de coup de bélier qui nous permettra de calculer la nouvelle valeur de la surpression et la dépression

#### ❖ Calcul de la nouvelle valeur numérique du coup de bélier

$$\text{On sait que } T = \frac{2L}{a} \text{ donc } T = \frac{2 \times 260}{276,25} = 1,82 \text{ s}$$

$$\text{On a aussi } B = \frac{2 \times L \times V}{g \times T_f} = \frac{2 \times 260 \times 1,57}{9,81 \times 1,86} = 44,74 \text{ m}$$

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau (VII.4) ci-dessous

**Tableau (VII.4) : Valeurs numériques du coup de bélier après la fermeture lente de la vanne (Tazazrait – SR1)**

La conduite	Hg (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	H <sub>d</sub> (m)	T(s)	Type de conduite	P <sub>N</sub>	PMA
Tazazrait -SR1	13,5	276,25	11,42	24,92	2,08	7,29	PEHD	<b>100</b>	<b>130</b>

Le profil en long du tronçon Tazazrait –SR1 est donné dans l'annexe (06)

### B. Tronçon Ikhriben - Tala Amara

Les caractéristiques de cette conduite sont regroupées dans le tableau (VII.5) ci-dessous.

**Tableau (VII.5) : Caractéristiques de La conduite (Ikhriben 1- Tala Amara)**

La conduite	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)
Ikhriben-Tala Amara	0,011	200	0,5	3376

Les résultats de calculs de la valeur du coup de bélier sont regroupés dans le tableau (VII.6)

**Tableau (VII.6) : Valeurs numériques du coup de bélier (Ikhriben-Tala Amara)**

La conduite	Hg (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	Type de conduite	P <sub>N</sub>	PMA
Ikhriben- T-Amara	7	277,01	14,12	21,12	<b>-7,13</b>	PEHD	<b>100</b>	<b>130</b>

D'après le tableau on remarque que :

- La valeur de la surpression ne dépasse pas la pression maximale admissible.
- La valeur de la dépression, est négative, c'est ce que nous a montré la deuxième vérification à l'aide, du profil en long vu que la ligne piézométrique coupe le terrain naturel ce qui nous a permis d'opter pour une vanne a fermeture lente.

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau (VII.7) ci-dessous

**Tableau (VII.7) : Valeurs numériques du coup de bélier après la fermeture lente de la vanne (Ikhriben –Tala Amara)**

La conduite	Hg (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	T(s)	Type de conduite	P <sub>N</sub>	PMA
Ikhriben-Tala-Amara	7	277,01	4,89	11,89	2,10	70,35	PEHD	<b>100</b>	<b>130</b>

Le profil en long du tronçon Ikhriben-Tala Amara est donné dans l'annexe (7)

### C. Tronçon Igounane -Charaioua

Les caractéristiques de cette conduite sont regroupées dans le tableau (VII.8) ci-dessous.

**Tableau (VII.8) : caractéristiques de La conduite (Igounane- Charaioua)**

La conduite	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)
Igounane-Charaioua	0,018	160	1,15	3000

Les résultats de calculs de la valeur du coup de bélier sont regroupés dans le tableau (VII.9) ci – dessous



**Tableau (VII.9) : Valeurs numériques du coup de bélier (Igounane-Charaioua)**

La conduite Igounane-Charaioua	Hg (m)	a(m/s)	B(m)	Hs (m)	Hd (m)	Type de conduite	PN	PMA
	146	343,45	40,26	<b>186,26</b>	105,73	PEHD	<b>160</b>	<b>208</b>

- Le calcul de la valeur de la surpression montre que cette dernière est inférieure à la pression maximale admissible
- Le calcul de la valeur de la dépression montre aussi que la valeur de cette dernière est positive
- Une deuxième vérification à l'aide du profil en long nous montre que la ligne piézométrique ne coupe pas le terrain naturel ce qui veut dire **qu'aucune protection est nécessaire**

Le profil en long du tronçon Igounane –Charaioua est donné dans l'annexe (8)

#### **D-Tronçon Afensou –Agouni Oujilbane**

Les caractéristiques de cette conduite sont regroupées dans le tableau (VII.10) ci-dessous.

**Tableau (VII.10) : Caractéristiques de la conduite (Afensou-Agouni Oujilbane)**

La conduite Afensou Agouni Oujilbane	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)
	0,002	50	1,27	3178

Les résultats de calculs de la valeur du coup de bélier sont représentés dans le tableau (VII.11) ci-dessous

**Tableau (VII.11) : Valeurs numériques du coup de bélier (Afensou-Agouni Oujilbane)**

La conduite Afensou- Agouni Oujilbane	Hg (m)	a(m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	Type de conduite	PN	PMA
	193	1311,3	169,76	362,76	241,02	ACIER	<b>300</b>	<b>375</b>

- Le calcul de la valeur de la surpression montre que cette dernière est inférieure à la pression maximale admissible
- Le calcul de la valeur de la dépression montre aussi que la valeur de cette dernière est positive
- Une deuxième vérification à l'aide du profil en long nous montre que la ligne piézométrique ne coupe pas le terrain naturel ce qui veut dire qu'aucune protection est nécessaire

Le profil en long du tronçon Afensou – Agouni Oujilbane est représenté dans l'annexe (9)

**E-Tronçon Afensou –Belias**

Les caractéristiques de cette conduite sont regroupées dans le tableau (VII.12) ci-dessous.

**Tableau (VII.12) : Caractéristiques de La conduite (Afensou-Belias)**

La conduite Afensou –Belias	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	V (m/s)	L(m)
	0,0006	40	0,59	1500

Les résultats de calculs de la valeur du coup de bélier sont représentés dans le tableau (VII.13) ci-dessous

**Tableau (VII.13) : Valeurs numériques du coup de bélier (Afensou-Belias)**

La conduite Afensou-Belias	Hg (m)	a(m/s)	B (m)	Hs (m)	H <sub>d</sub> (m)	Type de conduite	P <sub>N</sub>	PMA
	67	347,63	20,91	87,91	47,09	PEHD	<b>100</b>	<b>130</b>

- Le calcul de la valeur de la surpression montre que cette dernière est inférieure à la pression maximale du service.
- Le calcul de la valeur de la dépression montre aussi que la valeur de cette dernière est positive.
- Une deuxième vérification à l'aide du profil en long nous montre que la ligne piézométrique ne coupe pas le terrain naturel ce qui veut dire qu'aucune protection est nécessaire.

Le profil en long du tronçon Afensou – Belias est représenté dans l'annexe (10)

**F-Tronçon Afensou –Igounane**

Les caractéristiques de cette conduite sont regroupées dans le tableau (VII.14) ci-dessous.

**Tableau (VII.14) : Caractéristiques de la conduite (Afensou-Igounane)**

La conduite Afensou –Igounane	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)
	0,002	50	1,20	300

Les résultats de calculs de la valeur du coup de bélier sont représentés dans le tableau (VII.15) ci-dessous

**Tableau (VII.15) : Valeurs numériques du coup de bélier (Afensou-Igounane)**

La conduite Afensou-Igounane	Hg (m)	a(m/s)	B (m)	Hs (m)	H <sub>d</sub> (m)	Type de conduite	P <sub>N</sub>	PMA
	42	282,63	34,57	76,57	7,43	PEHD	<b>100</b>	<b>130</b>

- Le calcul de la valeur de la surpression montre que cette dernière est inférieure à la pression maximale du service.
- Le calcul de la valeur de la dépression montre aussi que la valeur de cette dernière est positive.
- Une deuxième vérification à l'aide du profil en long nous montre que la ligne piézométrique ne coupe pas le terrain naturel ce qui veut dire qu'aucune protection est nécessaire.

Le profil en long du tronçon Afensou – Igounane est représenté dans l'annexe (11)

### **G. Tronçons Afensou –I Oumechdal**

Les caractéristiques de cette conduite sont regroupées dans le tableau (VII.16) ci-dessous.

**Tableau (VII.16) : Caractéristiques de la conduite (Afensou-I Oumechdal)**

La conduite	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)
Afensou –I Oumechdal	0,002	50	1,58	1100

Les résultats de calculs de la valeur du coup de bélier sont représentés dans le tableau (VII.17)

**Tableau (VII.17) : Valeurs numériques du coup de bélier (Afensou-Ighil Oumechdal)**

La conduite	Hg (m)	a(m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	Type de conduite	P <sub>N</sub>
Afensou-I Oumechdal	106	326,43	52,57	158,57	53,43	PEHD	<b>160</b>

- Le calcul de la valeur de la surpression montre que cette dernière est inférieure à la pression maximale.
- Le calcul de la valeur de la dépression montre aussi que la valeur de cette dernière est positive
- Une deuxième vérification à l'aide du profil en long nous montre que la ligne piézométrique ne coupe pas le terrain naturel ce qui veut dire qu'aucune protection est nécessaire

Le profil en long du tronçon Afensou – Ighil Oumechdal est donné dans l'annexe (12)

### **H. Tronçons I Oumechdal- Amalou**

Les caractéristiques de cette conduite sont regroupées dans le tableau (VII.18) ci-dessous.

**Tableau (VII.18) : Caractéristiques de La conduite (I Oumechdal- Amalou)**

La conduite	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)
I Oumechdal-Amalou	0,002	50	1,22	983

Les résultats de calculs de la valeur du coup de bélier sont représentés dans le tableau (VII.20) ci-dessous

**Tableau (VII.19) : Valeurs numériques du coup de bélier I Oumechdal- Amalou**

La conduite IOumechdal- Amalou	Hg (m)	a(m/s)	B (m)	Hs (m)	H <sub>d</sub> (m)	Type de la conduite	P <sub>N</sub>	PMA
	169,5	1415,3	173,12	342,62	<b>-3,62</b>	Acier	<b>300</b>	<b>375</b>

D'après le tableau on remarque que :

- La valeur de la surpression ne dépasse pas la pression maximale admissible.
- La valeur de la dépression, est négative, c'est ce que nous a montré la deuxième vérification à l'aide, du profil en long vu que la ligne piézométrique coupe le terrain naturel ce qui nous a permis d'opter pour une vanne a fermeture lente.

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau (VII.19) ci-dessous

**Tableau (VII.19) : Valeurs numériques du coup de bélier après la fermeture lente de la vanne (I oumechdal-Amalou)**

La conduite Ioumechdal- Amalou	Hg (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	H <sub>d</sub> (m)	T(s)	Type de conduite	P <sub>N</sub>	PMA
	169,5	1415,3	76,59	246,09	92,91	3,14	Acier	<b>300</b>	<b>375</b>

Le profil en long du tronçon I Oumechdal-Amalou est donné dans l'annexe (13)

#### VII.4.9.4. Calcul des valeurs du coup de bélier dans les tronçons refoulement

Les valeurs du coup de bélier dans les tronçons refoulement sont représentées dans le tableau (VII.20) ci-dessous.

**Tableau (VII.20) : Valeurs du coup de bélier dans les tronçons de refoulement**

Tronçons	D (mm)	e (mm)	Hg	k	A	B	H <sub>s</sub>	H <sub>d</sub>	Type de conduite	PN	PMA
SR1-SR2	250	5,8	151,5	1	1035,5	138,27	299,37	22,82	La Fonte	400	<b>400</b>
SR2-SR4	250	22,7	124,5	83	339,02	45,96	180,46	88,53	PEHD	160	<b>208</b>
SR4-SR5	125	4,8	255,5	1	1148,20	173,22	<b>438,72</b>	92,27	La Fonte	400	<b>400</b>
SR5- Tête	110	10	119	83	339,22	35,27	164,27	93,72	PEHD	160	<b>208</b>

### A. Interprétation des résultats

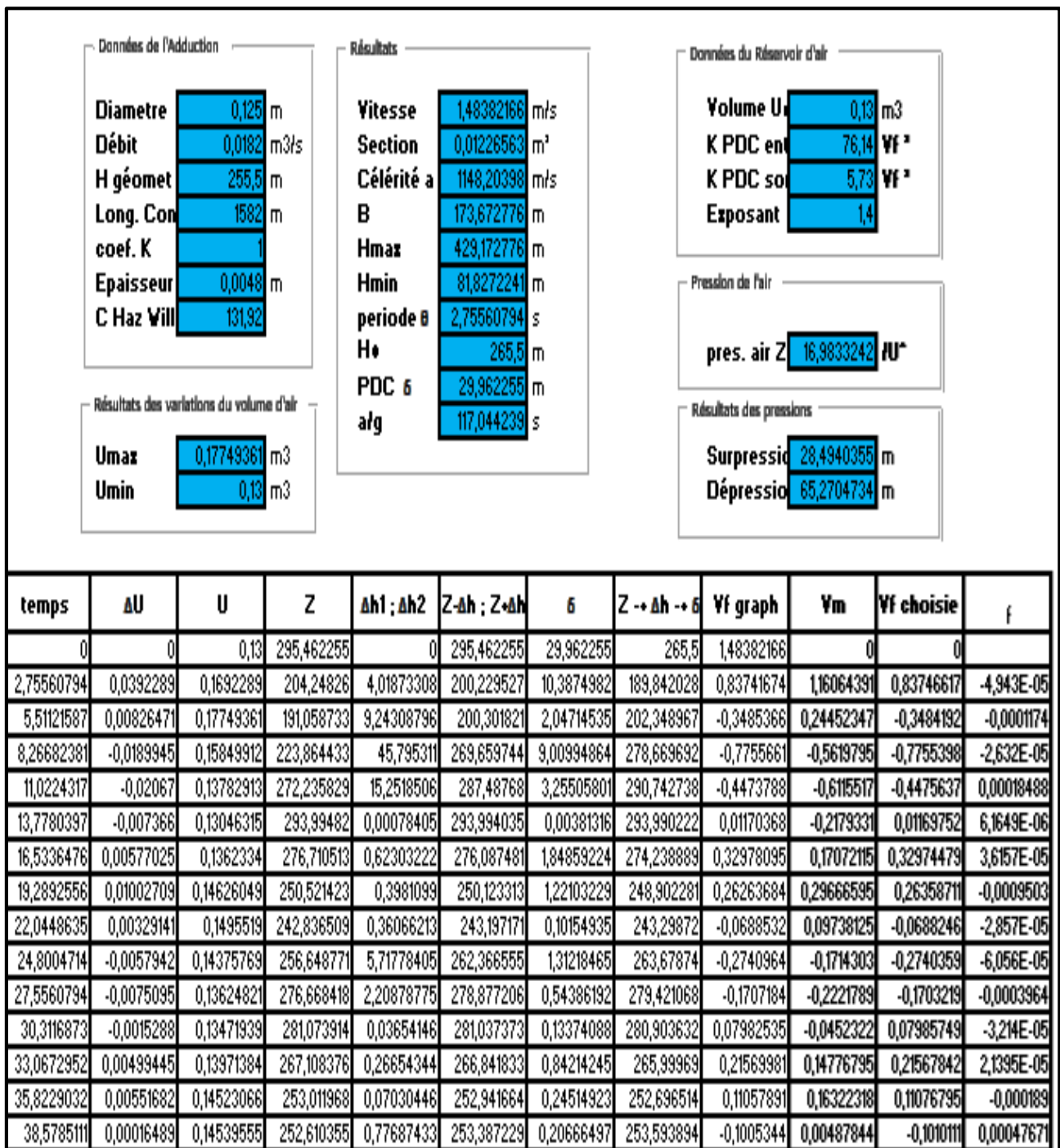
A partir de ce, tableau on remarque que la valeur de la surpression ne dépasse pas la pression maximale et la valeur de la dépression est positive, dans les tronçons suivants SR1 –SR2, SR2-SR4, SR5-RT, ce qui veut dire qu’aucune protection est nécessaire

On remarque aussi qu’il existe une surpression au niveau du Tronçon (SR4 –SR5), Vu cette surpression une protection anti bélier est nécessaire, dans notre cas nous avons opté pour le réservoir d’air comprimé vu sa double protection pour les surpressions et les dépressions.

- **Tronçons SR4-SR5**

Les calculs de réservoir d’air sont donnés dans le tableau (VII.21) ci-dessous [12] :

Tableau (VII.21) : calcul du réservoir d'air (SR4-SR5)

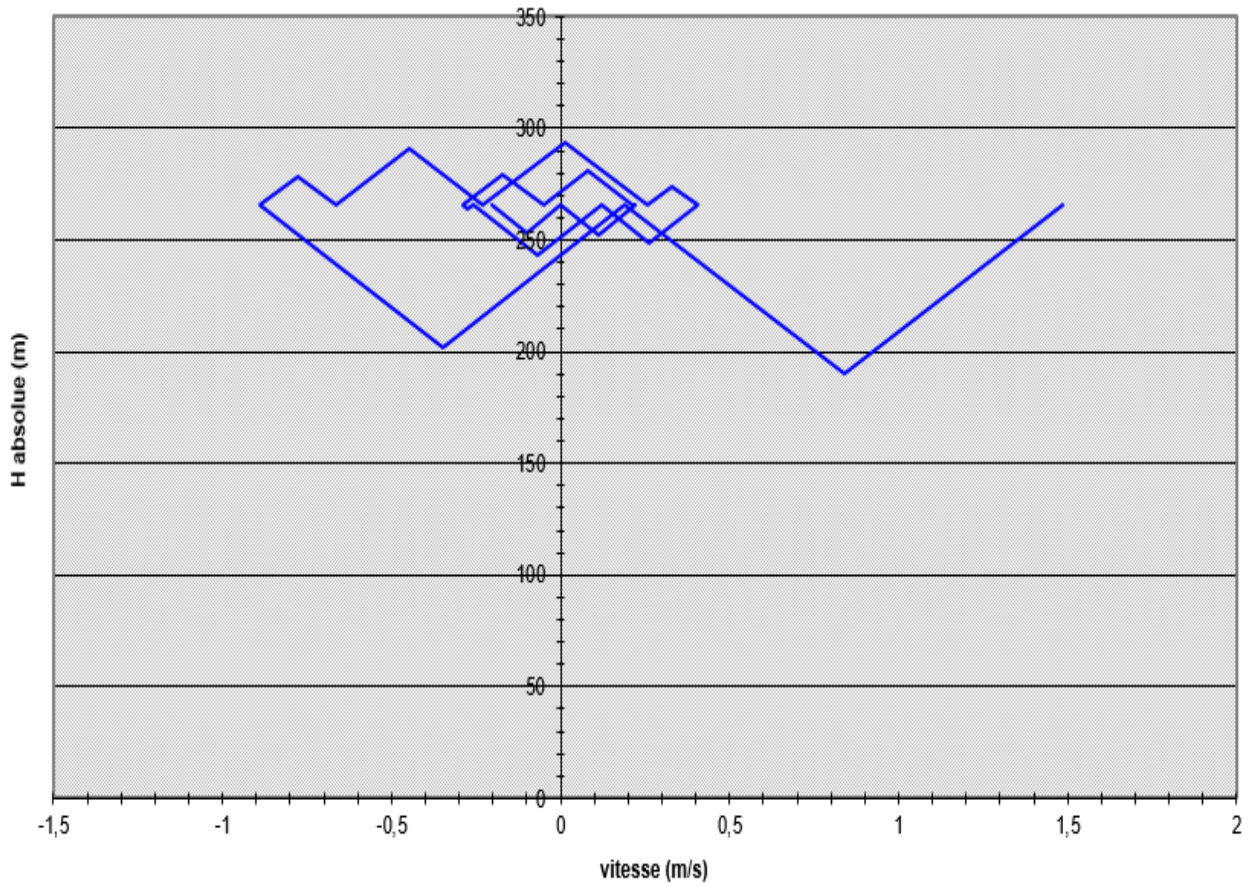


D'après les résultats on opte pour un réservoir d'air :

- Le volume maximum de l'air est de  $U_0 = 0,17749361 \text{ m}^3$

-On ajoute 20% donc le volume  $U_0$  est de :  $0,22 \text{ m}^3$

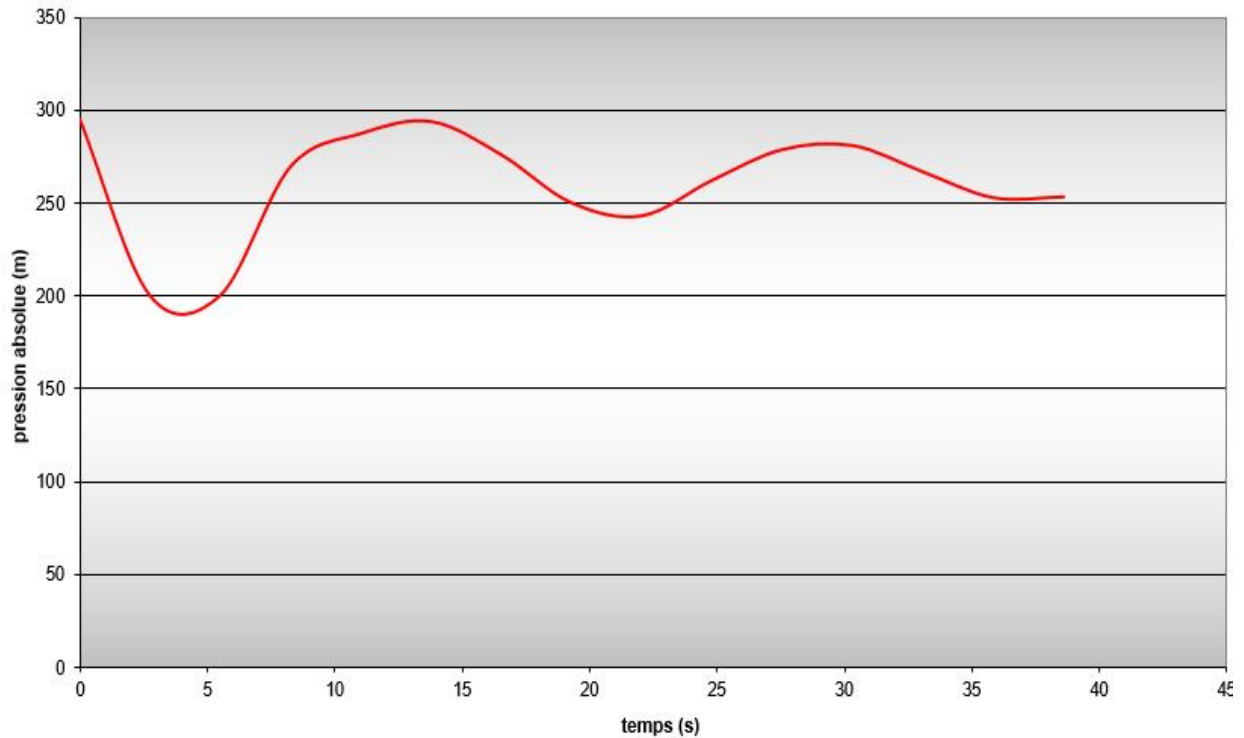
L'épure de BERGERON est représentée dans la figure (VII.2) suivante :



*Figure (VII.2) : Epure de BERGERON (Tronçon SR5-RT)*

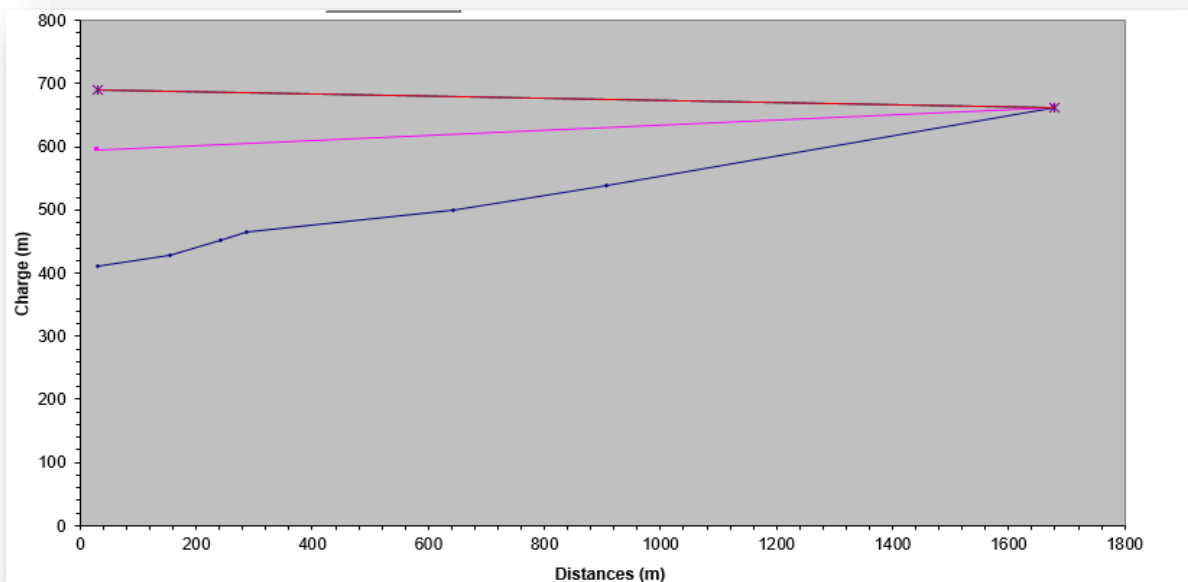
La figure (VII.3) montre la variation de la pression absolue en fonction du temps. On remarque l'amortissement du phénomène en fonction du temps.

Par ailleurs la figure (VII.4) représenté dans la page suivante nous permet de remarquer clairement que l'enveloppe ne coupe en aucun cas le profil de la conduite



*Figure (VII.3) : Variation de la pression absolue en fonction du temps*

La figure (VII.4) montre l'enveloppe de dépression après l'installation de réservoir d'air



*Figure (VII.4) : enveloppe de dépression après l'installation de réservoir d'air*

## VII.5. Conclusion

Au cours de ce chapitre on a essayé de contrôler le phénomène du coup de bélier en installant des réservoirs d'air pour une conduite en refoulement (SR4-SR5) et on optant pour l'installation d'une vanne à fermeture lente pour les conduites gravitaire.



# ***DISTRIBUTION***

## VIII.1. Introduction

A partir de réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations, dans lesquelles les branchements seront piqués, en vue de l'alimentation des abonnés.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible, avec la hauteur des immeubles.

## VIII.2. Classification des réseaux

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit [9] :

- Réseau maillé
- Réseau ramifié
- Réseau étagé
- Réseau combiné.

### VIII.2.1. Réseau maillé

Le réseau maillé est constitué principalement d'une série de canalisations qui forment des boucles fermées, cela permet l'alimentation en retour. Ce type de réseau est utilisé en général dans les zones urbaines pratiquement plates, et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés.

### VIII.2.2. Réseau ramifié

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval. Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales.

### VIII.2.3. Réseau étagé

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que celle-ci présente des différences de niveaux importantes. La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (les normes des pressions ne sont pas respectées). L'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier, régularise la pression dans le réseau. Ce type de réseau est appelé réseau étagé.

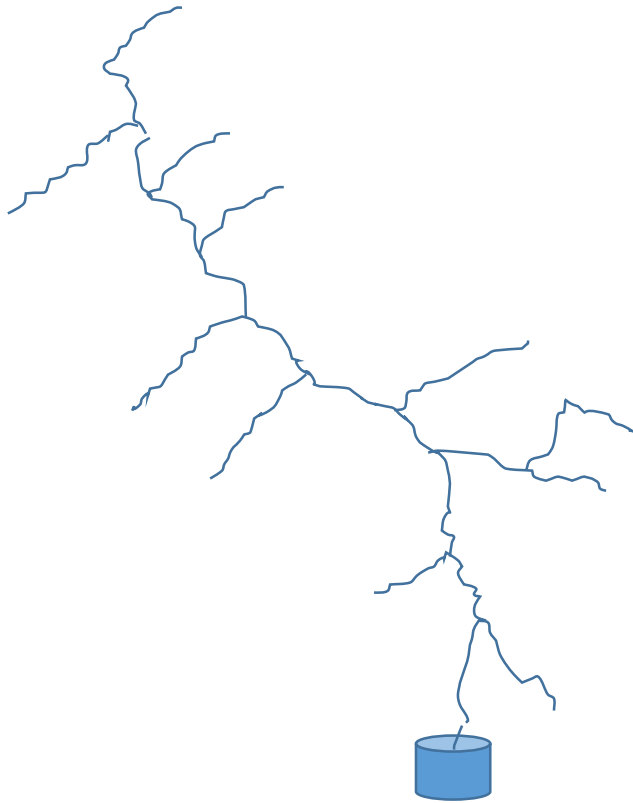
### VIII.2.4. Réseau combiné

Un réseau dit combiné (ramifié et maillé) lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillé. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville, il est opté aussi pour des agglomérations qui présentent des endroits plats et d'autres accidentés.

**Remarque :** Comme notre ville objet d'étude est une zone urbaine pratiquement plate, on opte pour un réseau maillé qui présente quelques ramifications (combiné), vu les avantages qu'il présente [9] :

- ✓ Il permet une alimentation en retour, c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval situés le long des autres tronçons.
- ✓ Bien qu'il soit plus coûteux d'établissement, mais, en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifié.

La figure (VIII.1) ci-après présente le schéma d'ossature du réseau de distribution de village Charaioua.



*Figure (VIII.1) : Schéma d'ossature du réseau de distribution du village Charaioua*

### VIII.3. Principe de tracé du réseau

Le principe de réalisation du tracé est comme suit :

- Choisir le lieu de consommation principal
- Déterminer le sens principal de la masse ou de la quantité totale d'eau
- Il faut tracer les conduites maitresses à travers les quartiers pour lesquelles il faut prévoir les lignes secondaires.

### VIII.4. Choix du type des conduites

En matière de canalisation on a choisi d'utiliser les conduites en PEHD (Polyéthylène à Haute Densité), pour les différents avantages qu'elles présentent, qu'on a cités précédemment dans la partie Adduction.

## VIII.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution

### VIII.5.1. Débit spécifique

Pour le calcul, du débit spécifique on admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur la longueur du réseau de distribution, on utilise donc la notion de débit spécifique en l/s/ml. Ce débit qui est fonction du linéaire de la conduite, se calcule, comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max.h}}{\sum L} \quad (\text{VIII.1})$$

Avec :

- $Q_{sp}$  : Débit spécifique en (l/s/ml).
- $Q_{max.h}$  : Débit maximal horaire (l/s).
- $\sum L$  : Somme des longueurs du réseau en (m).

### VIII.5.2. Débit en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de la longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{ri} = Q_{sp} \times L_i \quad (\text{VIII.2})$$

Avec :

- $Q_{ri}$  : Débit en route (l/s).
- $Q_{sp}$  : Débit spécifique en (l/s/ml).
- $L_i$  : Longueur du tronçon concerné (m).

### VIII.5.3. Débit aux nœuds (nodaux)

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \times \sum Q_{ri} \quad (\text{VIII.3})$$

Avec :

- $Q_{ni}$  : Débit nodal du nœud concentré en (l/s).
- $\sum Q_{ri}$  : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud i en (l/s).

Les débits aux nœuds de village Charaioua sont illustrés dans le tableau (VIII.1) ci-dessous

Tableau (VIII.1) : Détermination des débits aux nœuds du village Charaioua

Nœud	N °	L(m)	Qs (l/s/ml)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
R	R-1	33	0,00771013	0,254	0,13
1	1-R	33	0,00771013	0,254	0,41
	1-2	38	0,00771013	0,292	
	1-3	35	0,00771013	0,269	
2	2-1	38	0,00771013	0,292	0,15
3	3-1	35	0,00771013	0,269	0,5
	3-4	64	0,00771013	0,493	
	3-5	31	0,00771013	0,239	
4	3-4	64	0,00771013	0,493	0,25
5	5-3	31	0,00771013	0,239	0,86
	5-6	21	0,00771013	0,161	
	5-11	170	0,00771013	1,310	
6	6-5	21	0,00771013	0,161	0,59
	6-7	57	0,00771013	0,439	
	6-8	76	0,00771013	0,585	
7	7-6	57	0,00771013	0,439	0,22
8	8-6	76	0,00771013	0,585	0,59
	8-9	57	0,00771013	0,439	
	8-10	19	0,00771013	0,146	
9	9-8	57	0,00771013	0,439	0,22
10	10-8	19	0,00771013	0,146	0,07
11	11-5	170	0,00771013	1,310	0,88
	11-12	51	0,00771013	0,393	
	11-13	6	0,00771013	0,046	
12	12-11	51	0,00771013	0,393	0,2
13	13-11	6	0,00771013	0,046	0,61
	13-14	87	0,00771013	0,670	
	13-15	65	0,00771013	0,501	
14	14-13	87	0,00771013	0,670	0,33
15	15-13	65	0,00771013	0,50	1,4
	15-25	129	0,00771013	0,99	
	15-16	170	0,00771013	1,31	
16	16-15	170	0,00771013	1,310	0,65
17	17-16	47	0,00771013	0,362	0,18
18	18-16	15	0,00771013	0,115	0,23
	18-19	29	0,00771013	0,223	
	18-20	15	0,00771013	0,115	

**Tableau (VIII.1) : Détermination des débits aux nœuds du village Charaioua (Suite et fin)**

19	19-18	29	0,00771013	0,22359	0,11
20	20-18	15	0,00771013	0,11565	0,23
	20-21	25	0,00771013	0,19275	
	20-22	19	0,00771013	0,14649	
21	21-20	25	0,00771013	0,19275	0,1
22	22-23	19	0,00771013	0,14649	0,34
	22-20	19	0,00771013	0,14649	
	22-24	50	0,00771013	0,38551	
23	23-22	19	0,00771013	0,14649	0,07
24	24-22	50	0,00771013	0,38551	0,19
25	25-15	129	0,00771013	0,99461	1,32
	25-26	214	0,00771013	1,64997	
26	26-25	214	0,00771013	1,64997	0,82

## VIII.6. Calcul du réseau

Pour la simulation du comportement de notre réseau de distribution on a utilisé le logiciel EPANET, qui calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud et le niveau de l'eau dans les réservoirs.

### VIII.6.1. Etapes d'utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation du logiciel EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- ✓ Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte ;
- ✓ Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- ✓ Décrire le fonctionnement du système
- ✓ Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- ✓ Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- ✓ Visualiser les résultats d'une simulation.

### VIII.6.2. Simulation du réseau

Après la saisie des propriétés des éléments du réseau (les longueurs des conduites, les altitudes et les demandes de base des nœuds), la simulation a été lancée, et grâce au moteur de calcul hydraulique moderne de logiciel, le comportement du réseau a été analysé, et les différentes grandeurs hydrauliques (débits, pression, charge et vitesse) ont été déterminées.

### VIII.6.3. Cas de pointe

#### VIII.6.3.1. Résultats de la simulation de réseau

##### A. Les diamètres

Les grandeurs hydrauliques déterminées durant la première simulation, ont été calculés avec un diamètre par défaut de **200 mm**, par conséquent, les diamètres rentables de réseau seront calculés à partir de l'équation de continuité.

$$Q = V \times S \quad (\text{VIII.4})$$

Avec :

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad (\text{VIII.5})$$

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} \quad (\text{VIII.6})$$

Avec :

- Q : Débit de tronçon (m<sup>3</sup>/s)
- V : Vitesse de l'écoulement considérée idéale (1m/s)
- S : Section de l'écoulement (m)

Notre choix se réfère aux diamètres normalisés donnés dans le catalogue des diamètres (voir Annexe 02)

##### B. La vitesse

La vitesse de l'eau dans les conduites sera de l'ordre de **0,5 m/s** à **1,5 m/s**, pour éviter l'accumulation des dépôts dans les conduites et l'érosion de ces dernières

##### C. La pression

Les résultats de la simulation sans le régulateur de pression sont représentés dans la figure (VIII.2) ci- après.

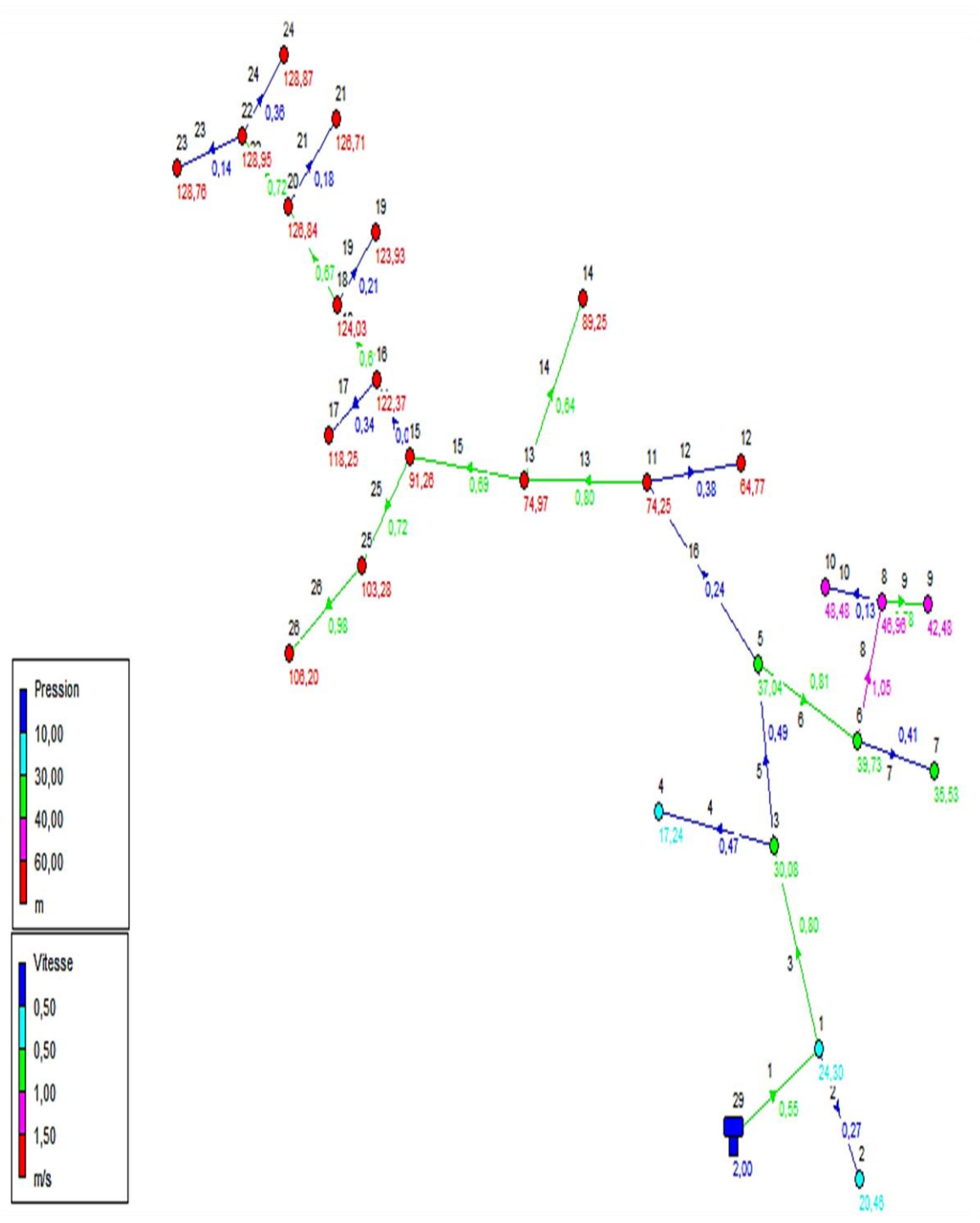


Figure (VIII.2) : Résultats de la simulation sans le régulateur de pression



Les résultats de simulation sans le régulateur de pression sont représentés dans les tableaux (VIII.2). Ci-dessous

**Tableau (VIII.2) : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe sans le régulateur de pression**

ID Nœud	Altitude(m)	Demande (m)	Charge (m)	Pression (m)
Réservoir R	531	-11,65	533	2
Nœud 1	508,64	0,54	532,94	24,3
Nœud 2	512,28	0,15	532,74	20,46
Nœud 3	502,7	0,5	532,78	30,08
Nœud 4	514,7	0,25	531,94	17,24
Nœud 5	495,7	0,86	532,74	37,04
Nœud 6	492,7	0,59	532,43	39,73
Nœud 7	496,3	0,22	531,83	35,53
Nœud 8	482,34	0,59	529,3	46,96
Nœud 9	484,14	0,22	526,62	42,48
Nœud 10	480,79	0,07	529,27	48,48
Nœud 11	458,45	0,87	532,7	74,25
Nœud 12	467,48	0,2	532,25	64,77
Nœud 13	457,7	0,61	532,67	74,97
Nœud 14	441,46	0,34	530,71	89,25
Nœud 15	441,05	1,4	532,31	91,26
Nœud 16	409,94	0,66	532,31	122,37
Nœud 17	412,8	0,18	531,05	118,25
Nœud 18	408,15	0,23	532,18	124,03
Nœud 19	408,15	0,11	532,08	123,93
Nœud 20	405,14	0,23	531,98	126,84
Nœud 21	405,2	0,1	531,91	126,71
Nœud 22	402,54	0,34	531,49	128,95
Nœud 23	402,7	0,07	531,46	128,76
Nœud 24	402,21	0,19	531,08	128,87
Nœud 25	427,8	1,32	531,08	103,28
Nœud 26	417,11	0,82	523,31	106,2

Les résultats de la simulation avec le régulateur de pression sont représentés dans la figure (VIII.3) suivante :

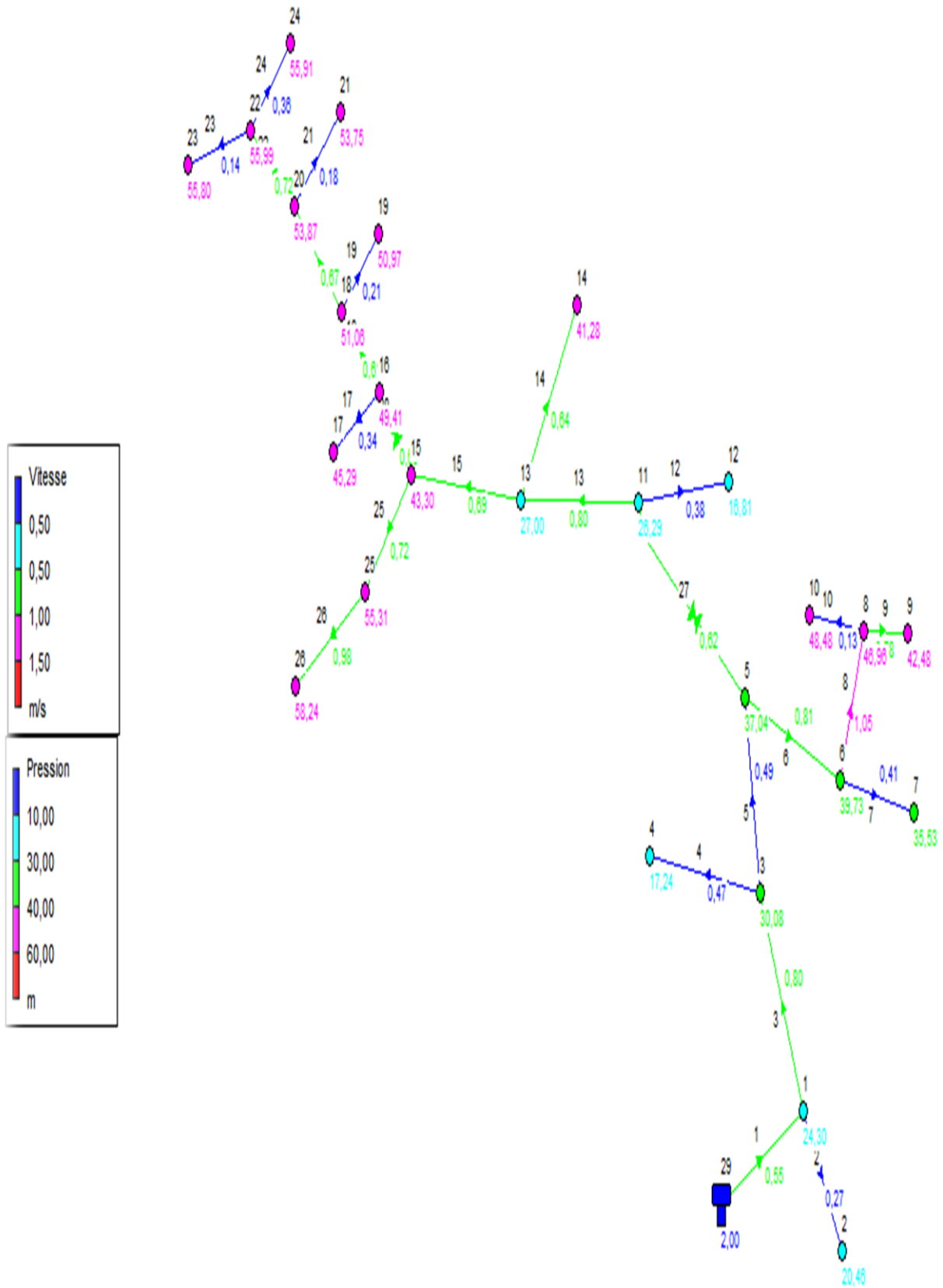


Figure (VIII.3) : Les résultats de simulation avec le régulateur de pression

Les résultats de simulation avec le régulateur de pression sont donnés dans les tableaux (VIII.3) et (VIII.4) ci-dessous

**Tableau (VIII.3) : Etat des arcs du réseau en cas de pointe avec le régulateur de pression**

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Facteur de friction
Tuyau 1	33	163,6	11,65	0,55	0,019
Tuyau 2	38	26	-0,15	0,27	0,035
Tuyau 3	35	132	-10,97	0,8	0,018
Tuyau 4	64	26	0,25	0,47	0,03
Tuyau 5	31	163,6	-10,22	0,49	0,019
Tuyau 6	21	51,4	1,69	0,81	0,022
Tuyau 7	57	26	0,22	0,41	0,031
Tuyau 8	76	32,6	0,88	1,05	0,024
Tuyau 9	57	19	0,22	0,78	0,029
Tuyau 10	19	26	0,07	0,13	0,037
Tuyau 11	100	200	7,67	0,62	0,029
Tuyau 12	51	26	0,2	0,38	0,032
Tuyau 13	6	102,2	6,6	0,8	0,019
Tuyau 14	87	26	-0,34	0,64	0,028
Tuyau 15	65	102,2	5,65	0,69	0,023
Tuyau 16	100	200	2,11	0,68	0,023
Tuyau 17	170	26	0,18	0,34	0,033
Tuyau 18	15	51,4	1,27	0,61	0,024
Tuyau 19	29	26	0,11	0,21	0,038
Tuyau 20	15	42	0,93	0,67	0,025
Tuyau 21	25	26	-0,1	0,18	0,039
Tuyau 22	19	32,6	0,6	0,72	0,031
Tuyau 23	19	26	0,07	0,14	0,039
Tuyau 24	50	26	0,19	0,36	0,032
Tuyau 25	129	61,4	2,14	0,72	0,022
Tuyau 26	214	32,6	0,82	0,98	0,024

**Tableau (VIII.4) : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe avec le régulateur de pression**

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Réservoir R	531	-11,65	533	2
Nœud 1	508,64	0,54	532,94	24,3
Nœud 2	512,28	0,15	532,74	20,46
Nœud 3	502,7	0,5	532,78	30,08
Nœud 4	514,7	0,25	531,94	17,24
Nœud 5	495,7	0,86	532,74	37,04
Nœud 6	492,7	0,59	532,43	39,73
Nœud 7	496,3	0,22	531,83	35,53
Nœud 8	482,34	0,59	529,3	46,96
Nœud 9	484,14	0,22	526,62	42,48
Nœud 10	480,79	0,07	529,27	48,48
Nœud 11	458,45	0,87	484,74	26,29
Nœud 12	467,48	0,2	484,29	16,81
Nœud 13	457,7	0,61	484,7	27
Nœud 14	441,46	0,34	482,74	41,28
Nœud 15	441,05	1,4	484,35	43,3
Nœud 16	409,94	0,66	459,35	49,41
Nœud 17	412,8	0,18	458,09	45,29
Nœud 18	408,15	0,23	459,21	51,06
Nœud 19	408,15	0,11	459,12	50,97
Nœud 20	405,14	0,23	459,01	53,87
Nœud 21	405,2	0,1	458,95	53,75
Nœud 22	402,54	0,34	458,53	55,99
Nœud 23	402,7	0,07	458,5	55,8
Nœud 24	402,21	0,19	458,12	55,91
Nœud 25	427,8	1,32	483,11	55,31
Nœud 26	417,11	0,82	475,35	58,24

**Remarque :**

D'après le tableau (VIII.3) on peut remarquer qu'il y a des vitesses inférieures à 0,5 m/s, ceci est dû à la faible consommation au niveau des tronçons concerné et à la faible différence de niveau.

**VIII.6.4. Cas de pointe plus incendie**

C'est le même cas que l'heure de pointe, sauf qu'on injecte le débit incendie qui est de l'ordre de 60 m<sup>3</sup>/h pendant deux heures à raison de 16,67 l/s dans le réseau, c'est-à-dire au nœud où le risque d'incendie est important. Après la simulation finale les vitesses devront être inférieures à 2,5 m/s

### VIII.6.4.1. Calcul de débit de pointe plus incendie

$$Q_{p+inc} = Q_p + Q_{inc} \quad Q_{p+inc} = 58,96 \text{ l/s} \quad (\text{VIII.7})$$

Avec :

- $Q_{p+inc}$  : Débit de pointe +débit incendie (l/s) ;
- $Q_p$  : Débit de pointe (l/s) ;
- $Q_{inc}$  : Débit nécessaire pour l'extinction d'un incendie (l/s).

Donc le débit au nœud au cas pointe plus incendie sera de :

$$Q_{n5} = 17,86 \text{ l/s}$$

### VIII.6.4.2. Résultats de la simulation

Les résultats de la simulation du cas de pointe plus incendie sont représentés dans la figure (VIII.4)

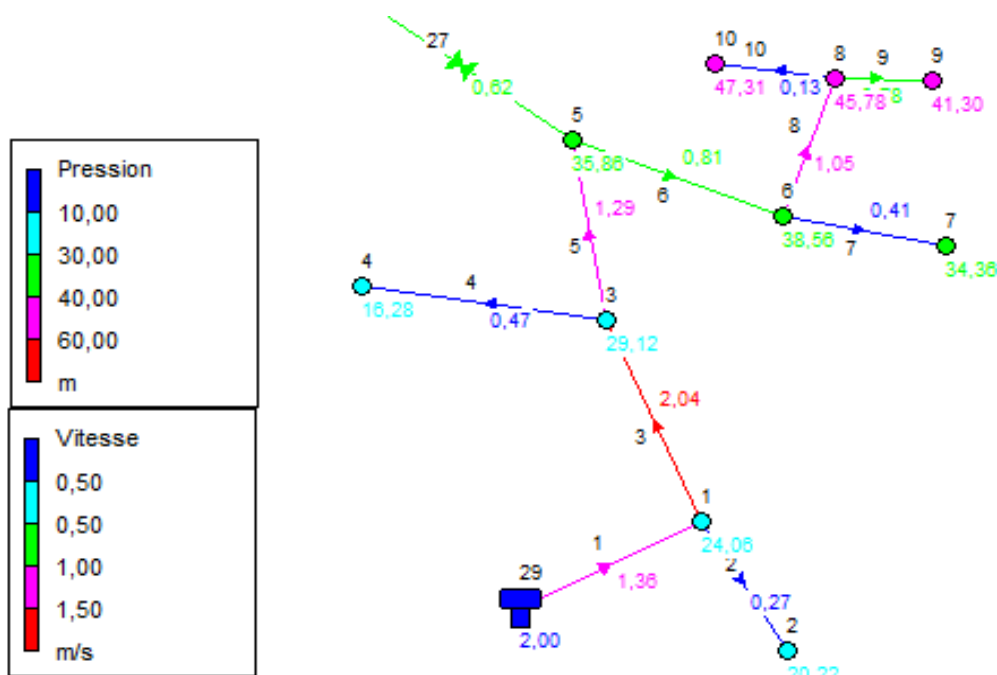


Figure (VIII.4) : Résultats de simulation du débit de pointe plus l'incendie

**Remarque** : après l'installation du poteau d'incendie on remarque que la vitesse est de l'ordre de 1,29 m/s, cette dernière ne présente aucun risque vu qu'elle peut aller jusqu'à 2,5 m/s

Les résultats de la simulation de cas de pointe plus incendie sont représenté dans les tableaux (VII.5) et (VIII.6) Ci –dessous

**Tableau (VIII.5) : Etat des arcs du réseau en cas de pointe plus l'incendie**

ID Arc	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Facteur Friction
Tuyau 1	33	163,6	28,65	1,36	0,016
Tuyau 2	38	26	-0,15	0,27	0,035
Tuyau 3	35	132	-27,97	2,04	0,015
Tuyau 4	64	26	0,25	0,47	0,03
Tuyau 5	31	163,6	-27,22	1,29	0,016
Tuyau 6	21	51,4	1,69	0,81	0,022
Tuyau 7	57	26	0,22	0,41	0,031
Tuyau 8	76	32,6	0,88	1,05	0,024
Tuyau 9	57	19	0,22	0,78	0,029
Tuyau 10	19	26	0,07	0,13	0,037
Tuyau 11	100	125	7,67	0,62	0
Tuyau 12	51	26	0,2	0,38	0,032
Tuyau 13	6	102,2	6,6	0,8	0,019
Tuyau 14	87	26	-0,34	0,64	0,028
Tuyau 15	65	102,2	5,65	0,69	0,023
Tuyau 16	100	63	2,11	0,68	0
Tuyau 17	170	26	0,18	0,34	0,033
Tuyau 18	15	51,4	1,27	0,61	0,024
Tuyau 19	29	26	0,11	0,21	0,038
Tuyau 20	15	42	0,93	0,67	0,025
Tuyau 21	25	26	-0,1	0,18	0,039
Tuyau 22	19	32,6	0,6	0,72	0,031
Tuyau 23	19	26	0,07	0,14	0,039
Tuyau 24	50	26	0,19	0,36	0,032
Tuyau 25	129	61,4	2,14	0,72	0,022
Tuyau 26	214	32,6	0,82	0,98	0,024

**Tableau (VIII.6) : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe plus l'incendie**

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge(m)	Pression (m)
Réservoir R	531	-28,65	533	2
Nœud 1	508,64	0,54	532,7	24,06
Nœud 2	512,28	0,15	532,5	20,22
Nœud 3	502,7	0,5	531,82	29,12
Nœud 4	514,7	0,25	530,98	16,28
<b>Nœud 5</b>	495,7	<b>17,86</b>	531,56	35,86
Nœud 6	492,7	0,59	531,26	38,56
Nœud 7	496,3	0,22	530,66	34,36
Nœud 8	482,34	0,59	528,12	45,78
Nœud 9	484,14	0,22	525,44	41,3
Nœud 10	480,79	0,07	528,1	47,31
Nœud 11	458,45	0,87	483,56	25,11
Nœud 12	467,48	0,2	483,11	15,63
Nœud 13	457,7	0,61	483,53	25,83
Nœud 14	441,46	0,34	481,57	40,11
Nœud 15	441,05	1,4	483,17	42,12
Nœud 16	409,94	0,66	458,17	48,23
Nœud 17	412,8	0,18	456,91	44,11
Nœud 18	408,15	0,23	458,04	49,89
Nœud 19	408,15	0,11	457,95	49,8
Nœud 20	405,14	0,23	457,84	52,7
Nœud 21	405,2	0,1	457,78	52,58
Nœud 22	402,54	0,34	457,35	54,81
Nœud 23	402,7	0,07	457,32	54,62
Nœud 24	402,21	0,19	456,94	54,73
Nœud 25	427,8	1,32	481,94	54,14
Nœud 26	417,11	0,82	474,17	57,06

## VIII.7. Equipement du réseau de distribution

### VIII.7.1. Choix du type des conduites

Notre choix se base toujours sur les conduites en PEHD vue les avantages qu'elle présente (cité déjà au chapitre V), les diamètres utilisées varient entre 32 mm et 400 mm

### VIII.7.2. Appareils et accessoires du réseau

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants [9] :

- ✓ Robinets vannes : ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent d'isoler les différents tronçons du réseau lors d'une réparation éventuelle sur l'un d'entre eux, et permettent ainsi de régler les débits ;
- ✓ Bouches ou poteau d'incendie : ils doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit de 16,67 l/s avec une pression de 1 bar ;
- ✓ Clapets : ils empêchent l'eau de passer en sens contraire de l'écoulement ;
- ✓ Ventouse : ce sont des appareils qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour chasser l'air contenu dans la conduite ;
- ✓ Robinets de vidanges : ce sont des robinets aux endroits les plus bas du réseau pour assurer la vidange du réseau.

Comme pièces spéciales de raccordement on a :

- ✓ **Les tés** : permettent le raccordement de conduites de différents diamètres
- ✓ **Les cônes** : ce sont des convergents ou divergents qui permettent de raccorder des conduites de différents diamètres ;
- ✓ **Les coudes** : ils sont utilisés en cas de changement de direction ;
- ✓ **Bouchons d'extrémités** : ce sont des dispositifs placés aux extrémités du réseau de distribution servant d'obturateur final des tronçons.

## VIII.8. Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les diamètres des tronçons en vérifiant les pressions aux nœuds, et les vitesses au niveau de chaque tronçon, pour les deux cas pointe et pointe plus incendie. Dans le but d'assurer un bon fonctionnement du système de réseau d'alimentation.



**CONCLUSION  
GENERALE**

## **Conclusion générale**

Afin de mettre fin à la souffrance en manque d'eau dans la commune de Tizi Rached, nous avons projeté une nouvelle chaîne d'adduction à partir du réservoir d'Ikhriven. Notre étude est réalisée dans la perspective de l'horizon 2047, où la population atteindra les **24492** habitants après une estimation projetée selon les POS.

L'estimation de différents besoins en eau futurs des zones des agglomérations de Tizi Rached a donné un total de **5591,47 m<sup>3</sup>/j**, soit **64,72 l/s**

Le diagnostic physique des différents ouvrages hydraulique nous a permis de conclure qu'il existe deux conduites qui présentent des fuites importantes. À cet effet, on recommande des travaux de réhabilitation pour les deux tronçons (SR1-SR2) pour les conduites de refoulement et (RTI-SR1) pour les conduites gravitaires si non tous les ouvrages sont en bon état.

Afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau, nous avons d'une part vérifié la capacité des réservoirs existants et d'une autre part on a projeté deux réservoirs :

- Réservoir **d'Ikhriven** d'une capacité de **600 m<sup>3</sup>**
- Réservoir **d'Igounane** d'une capacité de **700 m<sup>3</sup>**

Pour le dimensionnement des conduites nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec une vitesse acceptable. En ce qui concerne les matériaux des conduites, nous avons opté pour le Poly Ethylène Haute Densité (**PEHD**), ainsi que la **Fonte Ductile** dans les tronçons où on a une forte pression et cela pour les avantages qu'ils présentent, en les comparant aux autres matériaux.

Le choix des pompes adéquates au refoulement pour les différentes stations de reprise a été réalisé à l'aide d'un catalogue numérique CAPRARI, à titre purement indicatif, tout en assurant qu'il n'y a pas un risque de cavitation.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite, afin de protéger le réseau d'adduction contre ce phénomène, et on a pu contrôler ce phénomène dans les conduites de refoulements en installant des réservoirs d'air comme on a opté pour des vannes à fermeture lente pour les conduites gravitaires.

A l'aide du logiciel EPANET, nous avons déterminé les diamètres des conduites de distribution pour les deux cas pointe et pointe plus incendie.

***REFERENCES***  
***BIBLIOGRAPHIQUES***

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

[1] : Données recueillies(PDAU) auprès des services, APC de la commune de Tizi Rached, Subdivision de la commune de Tizi rached, bureau d'études Youcef Khodja et la Direction des Ressources en Eau

De la wilaya de Tizi Ouzou

[2] : **Hazen.A et Williams G.S.** : « *Hydraulic Tables* » ; New York, 3e éd, 1920

[3] : **TECHNIQUES DE L'INGENIEUR** : « Adduction et distribution des eaux », 195 pages

[4] : **BOUSLIM, M.** : « Alimentation en eau potable », Paris 1972, page 10.

[5] : **BONNIN, J.** : « Hydraulique urbaine », Edition appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, Eyrolles, 1986.

[6] : **MEUNIER, M.** : « LE Coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression », Edition Dunod, Paris, 1950.

[7] : **CARLIER, M.** : « Hydraulique générale et appliquée », Eyrolles, Paris, 1970.

[8] : **BONVIN, J.** : « Hydraulique urbaine », Tome I : Captage–Réseaux d'adduction–Réservoirs–Réseaux de distribution–Équipement–Pompes–Petites centrales hydrauliques. Version 2005.

[9] : **DUPONT, A.** : « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrage de transport-Élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, Paris, 1979, 484 pages.

[10] : **LABORDE, J.P.** : « Eléments d'Hydraulique générale », Edition 2000.

[11] : **Référence web :**

[www.Slideserves.fr /protection-des-conduites-contre-les-coups-de-belier](http://www.Slideserves.fr/protection-des-conduites-contre-les-coups-de-belier)

[12] : **Groupe CHIALI** : «*Production tubes ; PVC-PEHD*»

[13] : **AMARA, L** : «*Note de calcul sur le cou de bélier* »

# *ANNEXES*

*Annexe 1 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants*

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.type rural
	< 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	> 100000	
<b>0-1</b>	01	1.5	03	3.35	0.75
<b>1-2</b>	01	1.5	3.2	3.25	0.75
<b>2-3</b>	01	1.5	2.5	3.3	01
<b>3-4</b>	01	1.5	2.6	3.2	01
<b>4-5</b>	02	2.5	3.5	3.25	03
<b>5-6</b>	03	3.5	4.1	3.4	5.5
<b>6-7</b>	05	4.5	4.5	3.85	5.5
<b>7-8</b>	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
<b>8-9</b>	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
<b>9-10</b>	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
<b>10-11</b>	4.5	6.25	4.8	4.85	06
<b>11-12</b>	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
<b>12-13</b>	07	05	4.4	4.6	8.5
<b>13-14</b>	07	05	4.1	4.55	06
<b>14-15</b>	5.5	5.5	4.2	4.75	05
<b>15-16</b>	4.5	06	4.4	4.7	05
<b>16-17</b>	05	06	4.3	4.65	3.5
<b>17-18</b>	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
<b>18-19</b>	6.5	05	4.5	4.4	06
<b>19-20</b>	5.0	4.5	4.5	4.3	06
<b>20-21</b>	4.5	04	4.5	4.3	06
<b>21-22</b>	03	03	4.8	3.75	03
<b>22-23</b>	02	02	4.6	3.75	02
<b>23-24</b>	01	1.5	3.3	3.7	01
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100%	100%

**Annexe (2) : Tableaux des prix du tube PEHD**

***Les prix des Conduites en PEHD PN 06***

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
40	1,5	63,61
50	1,6	84,95
63	2	130,7
75	2,3	180,8
90	2,8	259,22
110	3,2	383,38
125	3,7	498,83
160	4	604,04
200	4,9	923,27
63	2	130,7
75	2,3	180,8
90	2,8	259,22
110	3,2	383,38
125	3,7	498,83
160	4	604,04
200	4,9	923,27
250	6,2	1460,41
315	7,7	2077,45
400	9,8	3346,32
500	12,3	5247,00
630	15,4	8259,04

***Les prix des Conduites en PEHD PN 10***

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2,0	40,15
25	2,0	51,23
32	2,0	64,47
40	2,4	97,69
50	3,0	150,53
63	3,8	238,48
75	4,5	338,61
90	5,4	446,80
110	6,6	665,64
125	7,4	843,99
160	9,5	1382,45
200	11,9	2162,92
250	14,8	3357,81
315	18,7	5057,83
400	23,7	8115,39
500	29,7	12616,15
630	37,4	19980,32

### Les prix des Conduites en PEHD PN 16

<b>Diamètre extérieur en (mm)</b>	<b>Epaisseur en (mm)</b>	<b>Prix unitaire (DA/ml)</b>
20	2,0	40,74
25	2,3	59,87
32	3,0	99,14
40	3,7	153,50
50	4,6	238,07
63	5,8	376,64
75	6,8	529,43
90	8,2	691,61
110	10,0	1026,15
125	11,4	1316,19
160	14,6	2151,15
200	18,2	3378,11
250	22,7	5226,50
315	28,6	8026,99
400	36,3	12966,67
500	45,4	19569,51
630	57,2	31072,20

### Les prix des Conduites en PEHD PN 20

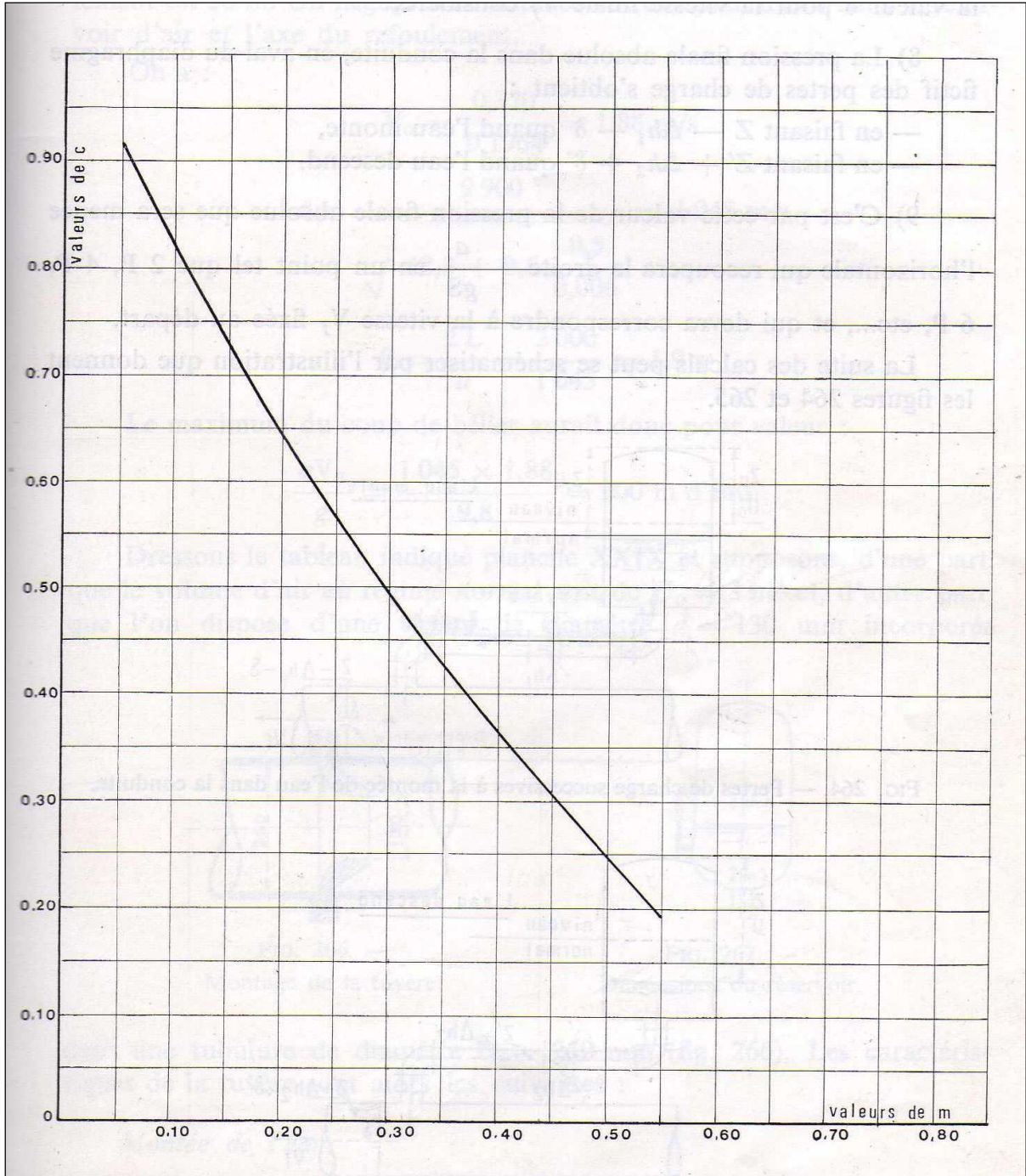
<b>Diamètre extérieur en (mm)</b>	<b>Epaisseur en (mm)</b>	<b>Prix unitaire (DA/ml)</b>
20	3,0	47,26
25	3,5	75,33
32	4,4	116,55
40	5,5	181,93
50	6,9	281,77
63	8,6	449,84
75	10,3	632,48
90	10,1	838,95
110	12,3	1242,29
125	14,0	1597,23
160	17,9	2597,52
200	22,4	4065,68
250	27,9	6324,39
315	35,2	9616,95
400	44,7	15498,26
500	55,8	23549,74
630	70,3	37414,92



**Annexe (03) : Variation de l'angle d'ouverture en fonction de K**

<b>Angle d'inclinaison du papillon (<math>\theta</math>)</b>	<b>K</b>
0-5	0,25
10	0,52
20	1,54
30	3,91
40	10,8
45	18,7
50	32,6
60	118
70	751
80	1400

**Annexe (04) : Coefficient de perte de charge  $c$  dans une tuyère**



## REAMENAGEMENT ET EXTENSION DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE MA COMMUNE DE TIZI RACHED WILAYA DE TIZIO OUZOU

### المخلص:

بلدية تيزي راشد تقع على بعد 15 كلم من تيزي وزو، تعاني كثيرا من نقص المياه إلا بعد ما تم ربط شبكة المياه مع نمط الإمداد لسد تاكسابت، إلا أنه الربط خصّ المنطقة الوسطى للبلدية، وبالتالي فإنّ المنطقتين المتبقيتين ظلّت فقيرة من حيث الموارد المائية. الإمدادات تمتّ من خزان تاززريت، لهذا تم إنشاء محطتين للضخ جديدة، وهذا لإيصال الماء إلى منطقتي تالة عمارة وأفانسو قمنا بالتحقيق من سعة الخزانات وإقترحنا بعض التعزيزات مع النظر في إحتياجات كل منطقة وهذا بالأخذ بعين الإعتبار تطور المنطقة.

درسنا كذلك الأنابيب مع التحقيق من أقطارها بإحترام الجانب الإقتصادي، ثم التحقّق كذلك من حدوث ظاهرة المطرقة المائية.

كما درسنا في الأخير شبكة التوزيع لقريبة شرعيوه.

الكلمات المفتاحية: إمدادات المياه الصالحة للشرب، شبكة الأنابيب، المضخات، المطرقة المائية، التوزيع.

### Résumé :

La commune de Tizi Rached , situé à 15 km de la wilaya de Tizi Ouzou , souffre énormément d'un manque d'eau jusqu'à son raccordement au transfert du barrage de Taksebt, à Azazga, cependant seule la zone cheflieu a été raccordée, de ce fait les deux zones restantes sont demeurées mal alimentées, une réflexion est alors engagée à l'effet de réaliser, l'extension de la chaine du cheflieu d'autant plus que l'eau est disponible ; c'est pour cela que nous nous avons approché la problématique, tout en nous assurant que la ressource est disponible au niveau du réservoir de Tazazrait, de ce fait nous avons préconisé la réalisation de deux nouvelles stations de pompage, dont la première alimente gravitairement le village de Tala Amara, et la seconde, refoule l'eau jusqu'au réservoir d'Afensou alimentant les villages de la partie sud. Par ailleurs nous avons procédé à la vérification, des capacités des réservoirs et suggéré pour certains leur renforcement, tenant compte des besoins de chaque village, les quels ont été soigneusement estimés en fonction de l'évolution de la population et des équipements projetés. Les canalisations ont été dimensionnées de façon à retenir le diamètre le plus économique .on a procédé aussi à la vérification d'apparition du phénomène du coup de bélier .Le réseau de distribution du village de Charaïoua a été étudié et dimensionné à l'effet de fonctionner en heure de pointe et en heure de pointe plus incendie avec des pressions et débits suffisants.

**Mots clés :** AEP ; Adduction ; Pompe ; Station de pompage ; Coup de bélier ; Distribution

**Abstract :** the municipality of Tizi Rached located at 15 km from Tizi Ouzou, suffers from a lack of drinking water until its connection to the pipe coming of the dam Taksebt –Azazga but only the main place has been connected , the two others places was not connected and remain poorly powered ; the purpose of our project is to make an extension from the pipe located in a main place , while verifying that the water resources is available in a reservoir located at Tazazrait 1000 m<sup>3</sup> , We sized and verified the capacity of the reservoirs required after verifying the estimation of water needs to satisfy in the long term a technical-economic study was established with the intention . Finally we proceed to a check of the risk of occurrence of the phenomenon of water hammer. In the end, our distribution network has been dimensioned respecting the pressures and appropriate speeds.

**Keywords :** Drinking water , adduction ; tank ; Pumps; Water hammer.