

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

**FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION**

**DEPARTEMENT GENIE CIVIL**



# **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

**En vue de l'obtention du diplôme de master professionnel en génie civil**

**Spécialité : Constructions Hydrauliques et Aménagements**

**Thème :**

**Etude du réseau d'alimentation en eau potable  
des quatre villages de la commune d'Ait  
Mahmoud wilaya de Tizi-Ouzou à partir du  
barrage TAKSEBT**

**Présenté par :**

- ARKOUB Assia
- TALEM Zahia

**Proposé par :**

- DHW

**Encadré par:**

- Mr. GABI Smail

**Promotion 2020/2021**



# Remerciements

Avant tout, je remercie le bon dieu de nous avoir accordé la volonté, le courage et la patience pour l'achèvement de ce modeste travail.

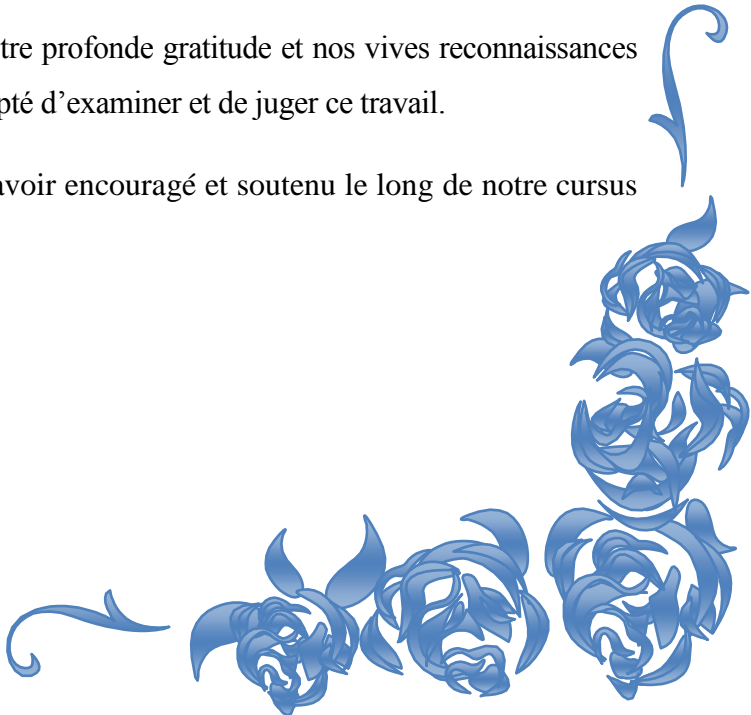
Nous tenons à adresser notre plus sincères et vifs remerciement à notre promoteur **Mr GABI. S** pour son encadrement.

Nos remerciements à nos enseignants **Mr HAMMOUM, M<sup>me</sup> BOUZELHA** et **Mr KHATAOUI** Professeurs au Département de Génie Civil de l'UMMTO qui nous ont aidés à réussir notre travail.

Nous remercions également l'ensemble du personnel de la subdivision d'hydraulique de wilaya de TIZI-OUZOU pour avoir mis à notre disposition tous les documents et données afin de réaliser ce modeste travail.

Nous tenons également d'exprimer notre profonde gratitude et nos vives reconnaissances à l'égard des membres de jury pour avoir accepté d'examiner et de juger ce travail.

Enfin, Merci à nos familles de nous avoir encouragé et soutenu le long de notre cursus universitaire.





# *Dédicaces*

*Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et immense joie que je dédie  
ce travail :*

*A mes très chers parents qui ont fait de moi ce que je suis  
aujourd'hui, à mes sœurs et mes frères.*

*A mon cher binôme Assia et à toute personne qui a été toujours avec  
moi de près ou de loin amis (e), famille.*

***Zahia***



## *Dédicaces*

*Je tiens vivement à Didier ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :*

*Mes très chers parents pour leurs aides tout au long de mes études, qui ont été toujours à mes côtés. À mes sœurs et mon frère.*

*A mon cher binôme Zahia, et à toute la promotion 2020/2021.*

*Assia*

---



---

**SOMMAIRE**

<b>Introduction générale</b> .....	<b>1</b>
<b>Chapitre 1: Présentation de la zone d'étude</b>	
Introduction .....	2
1.1) Situation géographique de la commune d'Ait Mahmoud .....	2
1.2) Situation topographique .....	4
1.3) Situation hydrologique .....	5
1.4) La situation hydraulique actuelle .....	5
1.5) Situation juridique des terrains .....	6
1.6) La situation climatologique .....	7
1.6.1) Climat .....	7
1.6.2) Température .....	7
1.6.3) Pluviométrie .....	9
1.6.4) Diagramme Ombrothermique $p = f(2T)$ .....	10
Conclusion .....	11
<b>Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau</b>	
Introduction .....	12
2.1) Evaluation de la population .....	12
2.2) Estimation des besoins en eau de la population .....	14
2.2.1) La dotation .....	14
2.2.2) Consommation moyenne journalière .....	14
2.3) Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoin .....	14
2.3.1) Besoins Domestiques .....	14
2.3.2) Besoins spécifiques .....	15
2.3.2.1) A l'année d'étude (actuelle 2021) .....	15
2.3.2.2) A long terme (2051) .....	16
2.3.3) Récapitulation des besoins moyens journaliers .....	17

2.4) La consommation moyenne journalière, en tenant compte des pertes.....	18
2.5) Etude des variations des débits.....	19
2.5.1) La variation de la consommation journalière.....	19
2.5.2) La variation de la consommation horaire.....	22
Conclusion.....	26

### **Chapitre 3 : Dimensionnement du réseau d'adduction**

Introduction .....	27
3.1) Type d'adduction.....	27
3.1.1) Adduction gravitaire .....	27
3.1.2) Adduction par refoulement .....	28
3.1.3) Adduction mixte .....	28
3.2) Choix du tracé des conduites d'adduction .....	29
3.3) Choix de type des conduites d'adduction .....	29
3.4) Etude techno-économique des diamètres de conduites de refoulement.....	29
3.4.1) Calcul du diamètre économique de la conduite .....	31
3.4.2) Calcul de la vitesse.....	32
3.4.3) Calcul des pertes des charges .....	32
3.4.3.1) Pertes de charges linéaires ( $J_L$ ) .....	32
3.4.3.2) Pertes de charges singulières ( $J_S$ ).....	35
3.4.3.3) Les pertes de charges totales ( $J_T$ ) .....	35
3.4.4) Détermination de la hauteur géométrique ( $H_{géo}$ ) .....	35
3.4.5) Détermination de la hauteur manométrique ( $H_{mt}$ ) .....	36
3.4.6) La puissance absorbée par la pompe .....	36
3.4.7) Energie consommée par la pompe .....	36
3.4.8) Frais d'exploitation .....	37
3.4.9) Frais d'amortissement .....	37
3.4.10) Calcul du bilan .....	37

3.4.11) Calcul de la valeur maximale du bélier.....	38
3.4.12) Calcul de la pression maximale et minimale.....	39
3.5) Description du schéma d'adduction .....	39
3.6) Dimensionnement d'un réseau d'adduction.....	41
3.6.1) Adduction gravitaire .....	41
3.6.2) Adduction par refoulement .....	45
Conclusion.....	48

### **Chapitre 4 : Etude des réservoirs**

Introduction .....	49
4.1) Définition d'un réservoir.....	49
4.2) Rôle d'un réservoir.....	49
4.3) Classification des réservoirs.....	50
4.4) Emplacement des réservoirs.....	51
4.5) Choix du type du réservoir .....	52
4.6) Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir.....	52
4.7) Equipements hydrauliques des réservoirs .....	52
4.7.1) Conduite d'adduction (conduite d'arrivée).....	53
4.7.2) Conduite de distribution (conduite de départ).....	53
4.7.3) La conduite de trop plein .....	54
4.7.4) Conduite de vidange.....	54
4.7.5) Conduite de By-pass .....	55
4.7.6) Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	56
4.8) Entretien des réservoirs .....	57
4.9) Hygiène et sécurité.....	57
4.10) Capacité des réservoirs.....	58
4.11) Dimensionnement du projet .....	60
4.12) Détermination de la capacité des réservoirs.....	61

4.12.1) Dimensionnement de la SR3 projetée .....	61
4.12.2) Dimensionnement de la SR4 projetée .....	63
4.12.3) Dimensionnement du réservoir de tête (R1) projeté .....	65
4.12.4) Dimensionnement du réservoir de Tizi N'Tlakht (R2).....	67
4.12.5) Dimensionnement du réservoir d'Ait El Hadj (R3) .....	70
4.12.6) Dimensionnement du réservoir d'Ait Khelfoun (R4) .....	72
4.12.7) Dimensionnement du R réservoir de Timeguenounine (R5) .....	74
Conclusion.....	77

### **Chapitre 5 : Coup de bélier**

Introduction .....	78
5.1) Définition d'un coup de bélier .....	78
5.2) Causes du coup de bélier.....	78
5.3) Conséquences du coup de bélier .....	79
5.4) Types des coups de bélier .....	79
5.5) Moyens de protection contre le coup de bélier .....	79
5.5.1) Volant d'inertie .....	79
5.5.2) Soupape de décharge.....	80
5.5.3) Cheminée d'équilibre .....	80
5.5.4) Réservoir d'air.....	81
5.6) Etude du coup de bélier.....	82
5.6.1) Calcul de la célérité d'ondes .....	82
5.6.2) Valeurs numériques du coup de bélier .....	82
5.6.3) Calcul d'un réservoir d'air .....	82
5.6.3.1) Protection du tronçon SR3 projetée vers SR4 projetée .....	83
Conclusion.....	87

## **Chapitre 6 : Etude et choix des pompes**

Introduction .....	88
6.1) Définition d'une pompe .....	88
6.2) Classification des pompes .....	88
6.2.1) Pompes volumétriques .....	88
6.2.2) Turbopompes .....	88
6.3) Caractéristiques hydrauliques d'une pompe .....	90
6.3.1) Vitesse de rotation (N) .....	90
6.3.2) Débit (Q) .....	90
6.3.3) Hauteur manométrique (H <sub>mt</sub> ) .....	90
6.3.4) Puissance (P) .....	91
6.3.5) Le rendement ( $\eta$ ) .....	91
6.4) Choix du type de pompe.....	91
6.5) Les courbes caractéristiques d'une pompe.....	91
6.6) Les équipements hydrauliques d'une station de pompage.....	92
6.7) Couplage des pompes.....	93
6.7.1) Couplage en série .....	93
6.7.2) Couplage en parallèle.....	93
6.8) Point de fonctionnement d'une pompe .....	94
6.9) Etude de cavitation .....	97
6.10) Etude et choix des pompes du projet.....	99
6.10.1) Tronçon SR3 projetée - SR4 projetée .....	99
6.10.2) Tronçon SR4 projetée – R de tête (R1).....	105
6.10.3) Tronçon SR3 projetée – R Tizi N'Tlakht (R2) .....	111
Conclusion.....	112
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>113</b>
<b>Références bibliographiques</b>	
<b>Annexes</b>	

Liste des figures

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

Figure 1.1 : Communes limitrophes d'Ait Mahmoud ..... 2

Figure 1.2 : Localisation de la commune d'Ait Mahmoud dans la wilaya de Tizi-Ouzou ..... 3

Figure 1.3 : Situation topographique de la commune d'Ait Mahmoud..... 4

Figure 1.4 : La situation hydraulique actuelle ..... 6

Figure 1.5 : Diagramme de températures minimale, maximale et moyenne mensuelles ..... 8

Figure 1.6 : Diagramme des températures moyennes mensuelles ..... 8

Figure 1.7 : Diagramme des précipitations moyennes mensuelles ..... 9

Figure 1.8 : Diagramme Ombrothermique ..... 10

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau

Figure 2.1 : Evolution démographique de chaque village pour différents Horizons..... 13

Figure 2.2 : Evolution démographique de la zone d'étude pour différents Horizons ..... 13

Figure 2.3 : Histogramme de l'évolution de la consommation journalière..... 22

Figure 2.4 : Histogramme de l'évolution des débits horaires ..... 25

Chapitre 3 : Dimensionnement du réseau d'adduction

Figure 3.1 : Adduction gravitaire ..... 27

Figure 3.2 : Adduction par refoulement ..... 28

Figure 3.3 : Adduction refoulement-gravitaire..... 28

Figure 3.4 : Tuyaux en PEHD ..... 30

Figure 3.5 : Tuyaux en fonte ductile ..... 31

Figure 3.6 : Schéma synoptique de l'adduction étudiée..... 40

**Chapitre 4 : Etude des réservoirs**

<b>Figure 4.1</b> : Réservoir surélevé.....	50
<b>Figure 4.2</b> : Réservoir posé au sol .....	50
<b>Figure 4.3</b> : Réservoir enterré.....	51
<b>Figure 4.4</b> : Emplacement d'un réservoir .....	51
<b>Figure 4.5</b> : Adduction avec chute libre .....	53
<b>Figure 4.6</b> : Adduction noyée .....	53
<b>Figure 4.7</b> : Conduite de distribution.....	53
<b>Figure 4.8</b> : Conduite de trop-plein .....	54
<b>Figure 4.9</b> : Schéma trop- plein et vidange.....	55
<b>Figure 4.10</b> : Système By-pass .....	55
<b>Figure 4.11</b> : Matérialisation de la réserve d'incendie .....	56
<b>Figure 4.12</b> : Schéma général d'un réservoir d'eau.....	57
<b>Figure 4.13</b> : Capacité graphique du SR3.....	62
<b>Figure 4.14</b> : Capacité graphique du SR4.....	64
<b>Figure 4.15</b> : Capacité graphique du réservoir R1 .....	67
<b>Figure 4.16</b> : Capacité graphique du R2 .....	69
<b>Figure 4.17</b> : Capacité graphique du R3 .....	71
<b>Figure 4.18</b> : Capacité graphique du R4 .....	73
<b>Figure 4.19</b> : Capacité graphique du R5 .....	76

**Chapitre 5 : Coup de bélier**

<b>Figure 5.1</b> : Coup de bélier .....	78
<b>Figure 5.2</b> : Soupape de sureté, anti-bélier .....	80

<b>Figure 5.3 :</b> Vue en plan d'une cheminée d'équilibre .....	81
<b>Figure 5.4 :</b> Principe de la disposition d'un réservoir d'air .....	81
<b>Figure 5.5 :</b> Abaque de Vibert pour la détermination du volume des réservoirs anti béliers .....	87

### Chapitre 6 : Etude et choix des pompes

<b>Figure 6.1 :</b> Domaine d'utilisation des pompes volumétrique et turbopompes.....	89
<b>Figure 6.2 :</b> Pompe centrifuge .....	90
<b>Figure 6.3 :</b> Courbes caractéristiques des pompes et des conduites .....	92
<b>Figure 6.4 :</b> Couplage de pompes en série.....	93
<b>Figure 6.5 :</b> Couplage de pompes en parallèle .....	93
<b>Figure 6.6 :</b> Le point de fonctionnement d'une pompe .....	94
<b>Figure 6.7 :</b> Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.....	96
<b>Figure 6.8 :</b> Recherche du point de fonctionnement désiré par variation de la vitesse de rotation.....	97
<b>Figure 6.9 :</b> Photo illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge .....	98
<b>Figure 6.10 :</b> Caractéristiques technique de la pompe et de la conduite données par CAPRARI (tronçon SR3 projetée – SR4 projetée) .....	100
<b>Figure 6.11 :</b> Mode de réglage par rognage de la pompe (PM50/6A).....	104
<b>Figure 6.12 :</b> Caractéristiques technique de la pompe et de la conduite données par CAPRARI (tronçon SR4 projetée – réservoir de tête R1).....	106
<b>Figure 6.13 :</b> Mode de réglage par rognage de la pompe (HMU50-2/5C).....	110

## **Liste des tableaux**

### **Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude**

<b>Tableau 1.1</b> : Annuaire statistique de la nature juridique des terrains de la commune d'Ait Mahmoud (2011).....	6
<b>Tableau 1.2</b> : Températures mensuelles de wilaya de T.O (2021) en (°C) .....	7
<b>Tableau 1.3</b> : Précipitations moyennes mensuelles de l'année 2021 en (mm).....	9

### **Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau**

<b>Tableau 2.1</b> : Evolution de la population pour les horizons considérés.....	12
<b>Tableau 2.2</b> : Besoins domestiques pour les horizons considérés.....	15
<b>Tableau 2.3</b> : Détermination des besoins scolaires .....	15
<b>Tableau 2.4</b> : Détermination des besoins sanitaires .....	15
<b>Tableau 2.5</b> : Détermination des besoins socioculturels .....	16
<b>Tableau 2.6</b> : Détermination des besoins commerciaux.....	16
<b>Tableau 2.7</b> : Récapitulation des besoins spécifiques .....	16
<b>Tableau 2.8</b> : Besoins moyens journaliers pour l'année d'étude.....	17
<b>Tableau 2.9</b> : Besoins moyens journaliers à court terme .....	17
<b>Tableau 2.10</b> : Besoins moyens journaliers à moyen terme.....	17
<b>Tableau 2.11</b> : Besoins moyens journaliers à long terme.....	18
<b>Tableau 2.12</b> : La consommation moyenne journalière en eau en tenant compte des pertes.....	18
<b>Tableau 2.13</b> : Variation de la consommation journalière pour chaque village.....	21
<b>Tableau 2.14</b> : Variation de la consommation journalière pour les différents horizons .....	22
<b>Tableau 2.15</b> : Valeurs du coefficient $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitants .....	24
<b>Tableau 2.16</b> : Valeurs du coefficient $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitants.....	25
<b>Tableau 2.17</b> : Récapitulatifs des débits horaires .....	25

**Chapitre 3 : Dimensionnement du réseau d'adduction**

<b>Tableau 3.1</b> : Etude du tronçon SR2 Thala Khellil -SR3 projetée .....	41
<b>Tableau 3.2</b> : Etude du tronçon R1- R3.....	42
<b>Tableau 3.3</b> : Etude du tronçon R1 - R4.....	43
<b>Tableau 3.4</b> : Etude du tronçon R1 - R5.....	44
<b>Tableau 3.5</b> : Etude du tronçon SR3 projetée - SR4 projetée .....	45
<b>Tableau 3.6</b> : Etude du tronçon SR4 projetée - R1 .....	46
<b>Tableau 3.7</b> : Etude du tronçon SR3 projetée - R2 .....	47
<b>Tableau 3.8</b> : Récapitulatif des diamètres et des pressions normalisées de notre chaine d'adduction.....	48

**Chapitre 4 : Etude des réservoirs**

<b>Tableau 4.1</b> : Calcul de la capacité de SR3 .....	61
<b>Tableau 4.2</b> : Calcul de la capacité de SR4.....	63
<b>Tableau 4.3</b> : Calcul de la capacité du réservoir R1.....	66
<b>Tableau 4.4</b> : Calcul de la capacité du réservoir de R2.....	68
<b>Tableau 4.5</b> : Calcul de la capacité du réservoir R3.....	70
<b>Tableau 4.6</b> : Calcul de la capacité du réservoir de R4.....	72
<b>Tableau 4.7</b> : Calcul de la capacité du R5 .....	74

**Chapitre 5 : Coup de bélier**

<b>Tableau 5.1</b> : Les caractéristiques de la conduite d'adduction reliant la SR3 projetée – SR4 projetée .....	83
---	----

**Chapitre 6 : Etude et choix des pompes**

<b>Tableau 6.1</b> : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	99
<b>Tableau 6.2</b> : Caractéristiques de la pompe du tronçon SR3 projetée – SR4 projetée.....	100

## Liste des tableaux

---

<b>Tableau 6.3 :</b> Récapitulation des études de variantes du tronçon SR3 projetée-SR4 projetée....	105
<b>Tableau 6.4 :</b> Caractéristiques de la pompe du tronçon SR4 projetée – R1 .....	106
<b>Tableau 6.5 :</b> Récapitulation des études de variantes du tronçon SR4 projetée-R1 .....	110
<b>Tableau 6.6 :</b> Récapitulatif des pompes retenues pour le réseau.....	112

### Liste des abréviations

**A** : L'annuité d'amortissement (DA).

**a** : Coefficient de distribution.

**a** : Débit moyen horaire de distribution ( $m^3 / h$ ).

**a** : La célérité de l'onde du bélier (m/s).

**a<sub>h</sub>** : Coefficient horaire.

**AC** : Amiante ciment.

**ADE** : Algérienne des eaux.

**AEP** : Alimentation en eau potable.

**APC** : Assemblée populaire communale.

**B** : La valeur du coup de bélier (m).

**BL** : Le bilan en (DA).

**Ca** : Cote arrivée en (m).

**Ca** : La cote du plan d'aspiration.

**Cd** : Cote départ en (m).

**Chw** : Coefficient de HAZEN WILLIAM.

**D** : La dotation journalière (l/j/hab).

**D** : Diamètre de la conduite en (m).

**d** : Diamètre de la roue après rognage.

**DA** : Dinar algérien.

**Deco** : Diamètre économique.

**Dext** : Diamètre extérieur du réservoir.

**Dint** : Diamètre intérieur de la conduite.

**DN** : Diamètre normalisé.

**DPAT** : Direction de la planification et de l'aménagement du territoire.

**DREW** : Direction des ressources en eau de la wilaya.

**E** : Energie consommée par la pompe (KWh).

**E** : Module de Joung de la paroi.

**e** : Epaisseur de la conduite.

**EAC** : Exploitations agricoles collectives.

**EAI** : Exploitations agricoles individuelles.

**F<sub>am</sub>** : Frais d'amortissement (DA).

**F<sub>EX</sub>** : Frais d'exploitation (DA).

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

**H** : La hauteur manométrique totale.

**H** : Hauteur d'élévation en (m).

**H'** : Hauteur correspondant à la projection du débit désiré sur la courbe caractéristique de la pompe en (m).

**H<sub>0</sub>** : Pression absolue de la conduite en (m).

**H<sub>1</sub>** : La hauteur au point de fonctionnement désiré.

**H<sub>3</sub>** : Hauteur au point homologue du point désiré.

**h** : Hauteur de la colonne d'eau en (m).

**h** : Perte de charge engendrée par le vannage en (m).

**Ha** : Hauteur d'aspiration en (m).

**Hc** : La hauteur caractéristique.

**H<sub>p</sub>** : La hauteur de la pompe.

**H<sub>géo</sub>** : Hauteur géométrique (m).

**Hinc** : Hauteur de la réserve d'incendie en (m).

**Hmax** : La valeur maximale de la pression dans la conduite en (m).

**Hmin** : La valeur minimale de la pression dans la conduite en (m).

**Hmt** : Hauteur manométrique totale (m.c.e).

**hab** : Habitants.

**i** : Indice d'annuité en (%).

**Ja** : Perte de charge à l'aspiration en (m).

**Jasp** : Pertes de charge à l'aspiration en (m).

**J<sub>L</sub>** : Pertes de charge linéaires (m).

**Js** : Les pertes de charges singulières(m).

**J<sub>T</sub>** : Pertes de charges totales (m).

**ju** : Pertes de charges unitaire (m/ml).

**Jref** : Pertes de charge au refoulement en (m).

**K** : Coefficient dépendant du matériau de la nature de la conduite.

**k** : Compressibilité volumique de l'eau.

**KWh** : Kilowatt heures.

**Kmax,h** : Coefficient maximum d'irrégularité horaire.

**Kmax,j** : Coefficient d'irrégularité maximal journalière.

**Kmin,h** : Coefficient minimal d'irrégularité horaire.

**Kmin,j** : Coefficient d'irrégularité minimal journalière.

**L** : Longueur de la conduite en(m).

**m** : Coefficient de rognage.

**mce** : Mètre colonne d'eau.

**N** : Le nombre d'habitant (hab).

**N** : Vitesse de rotation en (tr/min).

**N'** : La nouvelle La vitesse de rotation de la pompe (tr/min).

**n** : Le nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de l'étude.

**n** : Le nombre d'années d'amortissement.

**NPSH** : Hauteur d'aspiration positive nette.

**NPSH<sub>a</sub>** : Charge nette minimale disponible à l'aspiration (m).

**NPSH<sub>r</sub>** : La charge nette minimale requise a l'aspiration (m).

**P** : La consommation moyenne journalière, en tenant compte les pertes (m<sup>3</sup>/j).

**P** : Puissance absorbée par la pompe (KW).

**p** : Les précipitations en (mm).

**PDAU** : Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme.

**PEHD** : Polyéthylène à haute densité.

**PN** : La pression nominale.

**PVC** : Chlorure de polyvinyle.

**Pa, Pa'** : La puissance absorbée par la pompe en (KW).

**Pu** : La puissance utile.

**Pn** : La population à l'horizon d'étude.

**P1** : Puissance absorbée après majoration en (KW).

**Po** : La population de l'année de référence (2008).

**Pabs** : La puissance absorbée par le moteuren (KW).

**Pmax** : Pression maximale.

**Pmin** : Pression minimale.

**Psol** : Pression au sol.

**Pu** : Le Prix unitaire imposé par la SONELGAZ (DA / KWh).

**Puc** : Prix par mètre linéaire de la conduite (DA/ml).

**Pue**: Prix unitaire du K.W.h. en (DA).

**Q** : Débit véhiculé en ( $m^3/s$ ).

**Q** : Débit refoulé par la pompe ( $m^3/s$ ).

**Q<sub>1</sub>** : Débit au point de fonctionnement.

**Q<sub>2</sub>** : Débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage.

**Q<sub>3</sub>** : Débit homologue du point désiré.

**Q<sub>max,h</sub>** : Débit maximum horaire en ( $m^3/h$ ).

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

**Q<sub>min,h</sub>** : Débit minimum horaire ( $m^3/h$ ).

**Q<sub>moy</sub>** : Consommation moyenne journalière en eau potable (l/s).

**Q<sub>moy,h</sub>** : Débit moyen horaire en ( $m^3/h$ ).

**Q<sub>moy,j</sub>** : La consommation moyenne journalière.

**Q<sub>sp</sub>** : Débit spécifique en (l/s/m).

**Q<sub>v</sub>** : Débit volumique en ( $m^3/h$ ).

**R** : Réservoir.

**R** : Le pourcentage de rognage en (%).

**R<sub>e</sub>** : Nombre de Reynolds.

**RGPH** : Recensement général de la population et de l'habitat.

**S** : Section de la conduite en  $m^2$ .

**SR** : Station de reprise.

**T, T<sub>1</sub>** : Temps de pompage en (h).

**T °C** : Les températures moyennes.

**T<sub>2</sub>** : Le nouveau temps de pompage en (h).

**t** : Temps de service (ans).

**t** : Temps de pompage journalier.

**T<sub>v</sub>** : Tension de vapeur d'eau pompée en (m).

**U<sub>0</sub>** : Volume d'air initial.

**U<sub>max</sub>** : Volume maximale de l'air en (m<sup>3</sup>).

**V** : Vitesse d'écoulement (m/s).

**V<sub>inc</sub>** : Volume de la réserve d'incendie (m<sup>3</sup>).

**V<sub>r</sub>** : Volume réel de réservoir en (m<sup>3</sup>).

**V<sub>ri</sub>** : Volume de la réserve d'incendie en (m<sup>3</sup>).

**V<sub>tot</sub>** : Volume total de réservoir tenant compte d'incendie (m<sup>3</sup>).

**Z** : Pression dans le réservoir d'air en (m).

**Z<sub>0</sub>** : Pression absolue de la conduite en (m).

**Z<sub>max</sub>** : Pression maximale dans la conduite de refoulement en (m).

**Z<sub>min</sub>** : Pression minimale dans la conduite de refoulement en (m).

**α** : Taux d'accroissement annuel de la population en(%).

**ΔV** : Volume apport (volume max journalier) en (m<sup>3</sup>).

**ΔV<sup>+</sup>** : Excès de l'eau.

**ΔV<sup>-</sup>** : Insuffisante de l'eau.

**α<sub>max</sub>, α<sub>min</sub>** : Coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération.

**β<sub>max</sub>, β<sub>min</sub>** : Coefficient dépend du nombre de population.

**ΔV<sub>max</sub><sup>+</sup>** : Plus grand excès.

$\Delta V_{\max}$  : Plus grand déficit.

$\varepsilon$  : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

$\varepsilon_0$  : Rugosité absolue des tuyaux neufs.

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

$\lambda$  : Coefficient de perte de charge linéaire.

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau.

$\rho$  : Masse volumique de l'eau ( $\text{Kg/m}^3$ ).

# *Introduction générale*

### Introduction générale

L'eau est une source naturelle indispensable à la vie. Cela est prouvé par les activités de tous les jours qui nous montrent que sans eau, la vie est pratiquement impossible. Il faut donc la protéger et la traiter que ce soit pour produire une eau propre à la boisson ou à des usages spécifiques industriels ou autres.

De ce fait, nous nous intéressons spécifiquement à l'alimentation en eau potable dont les besoins de la population s'accroissent quantitativement et qualitativement d'un jour à l'autre suite au développement socio-économique de la vie.

Dans ce contexte, l'objectif du présent travail est l'étude d'alimentation en eau potable des villages **Ait Khelfoun**, **Ait El Hadj**, **Timegnounine** et **Tizi N'Tlakht** de la commune **d'Ait Mahmoud** à partir du barrage **TAKSEBT** (Wilaya de Tizi-Ouzou). Afin de satisfaire la demande en eau de la population pour l'horizon d'étude (2051).

Afin d'aboutir aux objectifs, notre travail sera articulé sur les points suivants :

- ✚ Le premier chapitre sera consacré sur la présentation du site du projet dont le but de décrire les différentes situations : géographique, topographique, hydrologique, climatique et hydraulique du site ;
- ✚ Le deuxième chapitre consistera essentiellement à l'estimation des différents besoins en eau et aux variations du débit, aux divers horizons en se basant sur le nombre d'habitants et sur les équipements existants dans cette région ;
- ✚ Dans le troisième chapitre, nous allons effectuer une étude technico-économique pour le dimensionnement des différents tronçons de la chaîne d'adduction d'où on déterminera les diamètres les plus économiques ;
- ✚ Le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement des stations de reprises ainsi que les réservoirs projetés, soit pour le stockage ou bien pour la transition, et de comparer leurs capacités avec celles des réservoirs et stations de reprises existants ;
- ✚ Une fois le réseau sera dimensionné, le cinquième chapitre reposera sur l'apparition de phénomène du coup de bélier dans la conduite d'adduction par refoulement et proposer des protections anti-bélier ;
- ✚ Le sixième chapitre se portera sur le choix des pompes adéquates pour les différentes stations de pompage à l'aide du catalogue numérique du choix des pompes CAPRARI ;
- ✚ Enfin, une conclusion générale dans laquelle seront soulignés les principaux résultats.

# *Chapitre 1*

## *Présentation de la zone d'étude*

**Introduction**

La présentation du site est nécessaire avant toute étude technique. L'objet de cette étude entre dans le cadre une alimentation en eau potable de la commune d'Ait Mahmoud, dans le cadre du plan communal de développement pour alimenter les villages Ait Khelfoun, Ait El Hadj, Timeguenounine et Tizi N'Tlakht à partir du barrage de TAKSEBT (wilaya de Tizi-Ouzou), afin de satisfaire ces besoins en eau à long terme.

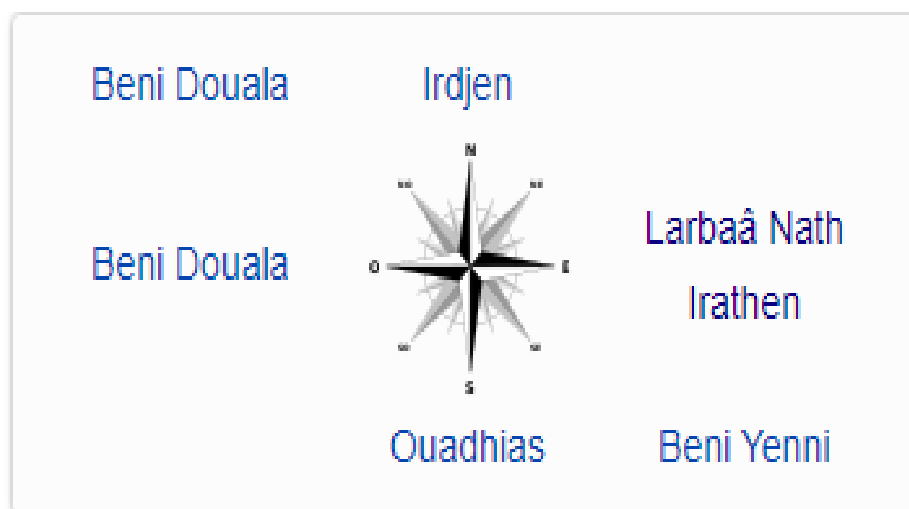
Ce chapitre sera consacré à la description du site du projet à savoir : la situation géographique, topographique, hydrologique, juridique, et climatique, ainsi que les facteurs influençant sur la conception du projet.

**1.1) Situation géographique**

La commune d'Aït Mahmoud est située au sud de la Daïra de Béni-Douala, à 21 Km de Tizi-Ouzou. Elle s'étend sur une superficie de 2673 hectares.

Elle est limitée comme suit :

- Au nord, par la commune d'Irdjen ;
- A l'est, par la commune de Larbaâ Nath Irathen ;
- Au sud –est, par les communes de Béni -Yenni ;
- Au sud, par la commune d'Ouadhias ;
- A l'ouest et au nord-ouest, par la commune de Beni Douala.



**Figure 1.1 : Communes limitrophes d'Ait Mahmoud**

La commune d'Ait Mahmoudest composée de 9 villages:

- Agouni Arous ;
- Ait El Hadj ;
- Ait Khelfoun ;
- Tagragra ;
- Taguemount Azouz ;
- Taourirt Moussa Ouamar ;
- Tizi Hibel ;
- Tizi N'Tlakht ;
- Timeguenounine.



Figure 1.2: Localisation de la commune d'Ait Mahmoud dans la wilaya de Tizi-Ouzou

Dans notre étude, on s'intéressera aux villages d'Ait Smadh, regroupant les trois villages à savoir : **Ait El Hadj**, **Timeguenounine** et **Ait Khelfoun**, qui sont situés sur le chemin communal, partant du village Ait Bouyahia vers la route nationale RN30. Par contre le village de **Tizi N'Tlakht** est situé au contre bas du chemin communal, reliant le village Taourirt Moussa vers la route nationale RN30.

## 1.2) Situation topographique

La commune d'Ait Mahmoud se situe dans la zone de moyenne montagne (étage inférieur). Son relief se présente par : **[Données PDAU]**

- **La montagne :** elle se localise au Sud de la commune, occupant la majeure partie du territoire, elle est formée par une crête orientée du Sud vers le Nord, ayant des altitudes allant de 400 m à 850 m dont le point le plus haut est d'une valeur de 850 m et le point le plus bas d'une valeur de 400 m.
- **La zone de piémont :** elle se situe au Nord-ouest au centre de la commune avec des altitudes qui varient entre 300 m et 400m.
- **La plaine et la vallée :** la plaine est orientée du Sud-est au Nord-est de la commune en suivant l'Oued Sébaou ayant des altitudes qui varient entre 150 m et 250m d'altitude ; on trouve également une vallée encaissée au Nord de notre zone d'études.

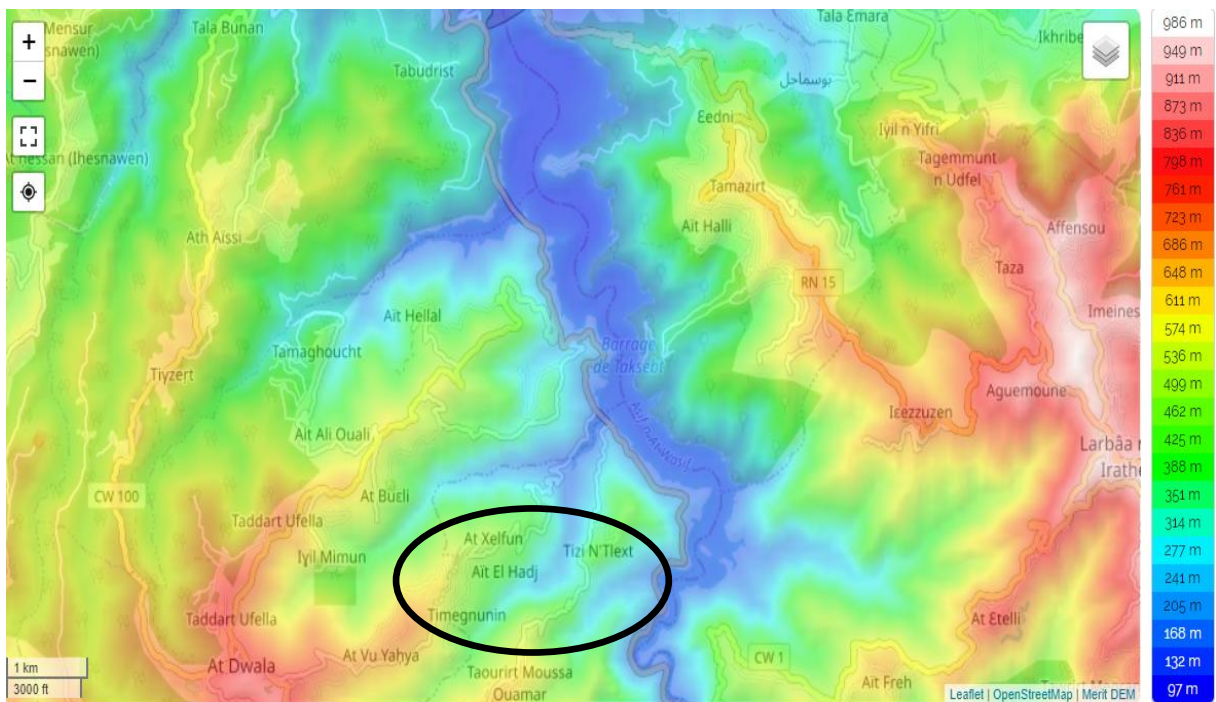


Figure 1.3 : Situation topographique de la commune d'Ait Mahmoud

### 1.3) Situation hydrologique

- La commune d'Ait Mahmoud est sillonnée par un réseau hydrographique assez dense qui se remplit à l'occasion des précipitations en particulier sur le versant Est ou l'Oued-Aissi constitue d'un bassin de réception de toutes les eaux qui ruissellent par les cours d'eau. **[Données PDAU]**

L'Oued-Aissi constitue la limite naturelle entre les communes d'Ait Mahmoud et Béni-Yenni (Est). Le reste du réseau est constitué de ruisseaux où la dénivellation est faible.

- Assif Guahdhoun à l'Ouest- centre.
- Izeguezaouene au Sud- Ouest.
- Assif Djerrah au Sud- Est.
- Ighzer Tissirt au Nord- Ouest.

### 1.4) Situation hydraulique actuelle

D'après les renseignements fournis par le secteur ADE de Beni Douala, les villages Ait El Hadj, Ait Khelfoun sont alimentés à partir du réservoir de capacité 500 m<sup>3</sup> d'Ait Bouyahia, avec une conduite en acier DN 80 sur un certain linéaire puis continue avec une conduite en PEHD DE 90 qui se ramifie en deux conduites, l'une en PEHD DE 63 vers le réservoir de capacité 200 m<sup>3</sup> pour alimenter le village d' Ait Khelfoun et l'autre en PEHD DE 50 vers le réservoir de capacité 75 m<sup>3</sup> pour alimenter le village Ait El Hadj Une conduite en acier galvanisé 50/60 part aussi du réservoir d'Ait Bouyahia vers le réservoir de capacité 200 m<sup>3</sup> pour alimenter le village Timeguenounine. Pour le village Tizi N'Tlakht, il était alimenté à partir de la conduite de refoulement qui alimente le village de Taourirt Moussa DE 90 PEHD, où un piquage est fait sur la conduite de refoulement en 33/42 en acier galvanisé, il y a lieu de souligner que cette conduite alimente directement le réseau du village, bien que ce dernier dispose d'un réservoir de capacité 100 m<sup>3</sup>. Actuellement la station de pompage alimentant le village Taourirt Moussa est à l'arrêt pour incident technique au niveau de la conduite de refoulement. Le réservoir de capacité 300 m<sup>3</sup> de Taourirt Moussa est alimenté par un piquage sur la conduite de refoulement DN 250 en acier, qui dessert les réservoirs 2x1000 m<sup>3</sup> Djouad. Voir la figure (1.4) ci-après :

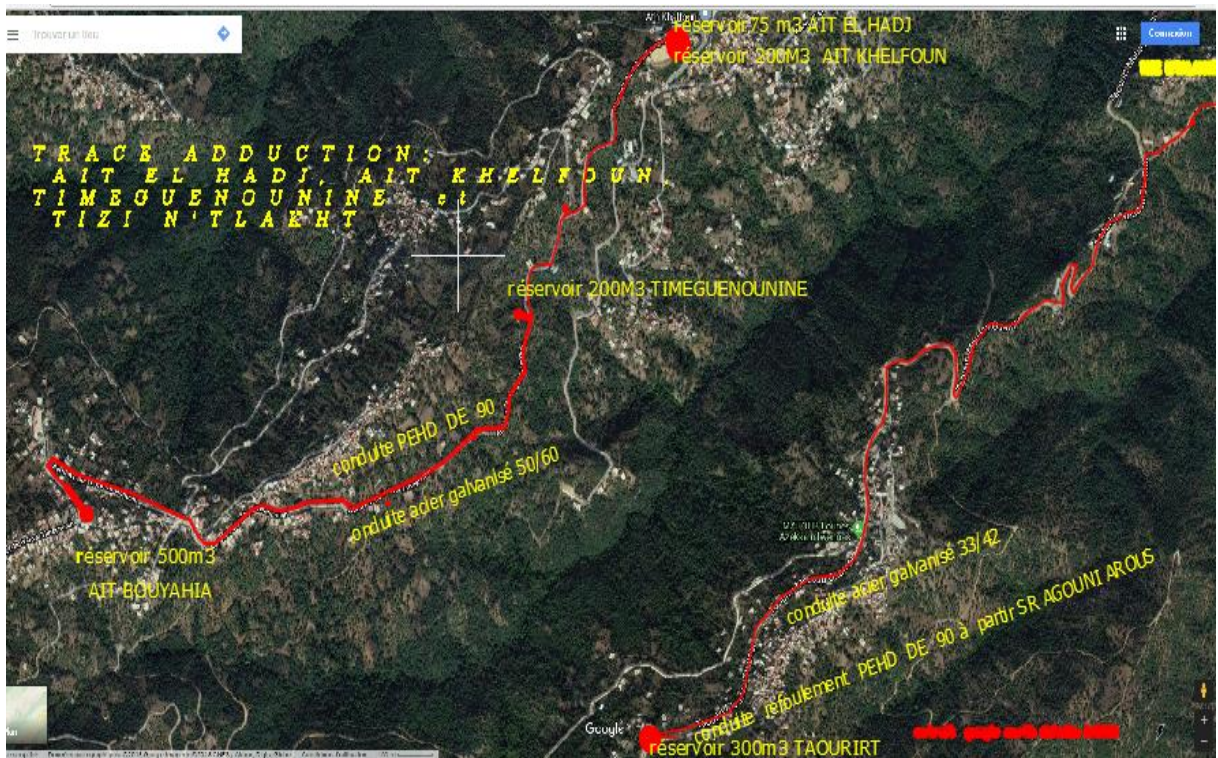


Figure 1.4 : La situation hydraulique actuelle

### 1.5) Situation juridique des terrains

La délimitation des parcelles et la connaissance juridique des terrains sont nécessaires pour l'élaboration de dimensionnement des conduites d'adduction.

En ce qui concerne la commune d'Ait Mahmoud, il y a lieu de signaler que la zone n'est pas encore cadastrée. Cependant on peut signaler que la nature juridique des terrains est dans leur majorité de statut privé avec 99.42%, ils se présentent comme suit :

Tableau 1.1: Annuaire statistique de la nature juridique des terrains de la commune d'Ait Mahmoud (2011) [Source: DPAT de wilaya de Tizi-Ouzou]

Commune	Exploitation selon le statut juridique	Nombre	%
Ait Mahmoud	EAI	09	0.57
	EAC	00	00
	Exploitations privées	1555	99.42
	Nombre d'exploitations agricoles	1564	100

**1.6) Situation Climatologique**

**1.6.1) Climat**

Le climat de la commune d'Ait Mahmoud est de type méditerranéen et se caractérise principalement par de saisons :

- **Une saison hivernale** : avec un climat froid et humide qui s'étale sur 08 mois (de octobre à mai).
- **Une saison estivale** : sèche et chaude d'une durée de 04 mois (de juin à septembre). **[Données PDAU]**

**1.6.2) Température**

Les températures sont élevées en été, avec une moyenne de 34°C et des pics de 40 °C, y compris en zones de montagne plus tempérée pendant la saison estivale mais exposées, elles aussi au Siricco.

En hiver, toute la commune se caractérise par un climat de type continental avec des températures parfois négatives dans les zones de montagne. **[Données PDAU]**

A noter également la présence de vents violents, entre les mois de décembre et de mars.

Les températures minimales, maximales et moyennes mensuelles de wilaya(T.O) de l'année 2021, sont représentées dans le tableau (1.2)

**Tableau 1.2 : Températures mensuelles de wilaya de T.O (2021) en (°C) [www.infoclimat.fr]**

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Température Moy (C°)	12.7	15.8	14.7	17.2	21.6	26.5	29.8	31.0	27.6	20.4	14.7	13.1
Température Min (C°)	8.7	10.6	9.2	12.0	15.2	20.0	22.6	23.6	21.5	14.5	12.2	8.5
Température Max (C°)	16.7	21.0	20.1	22.5	28.0	32.9	37.0	38.4	33.7	26.3	17.2	17.7

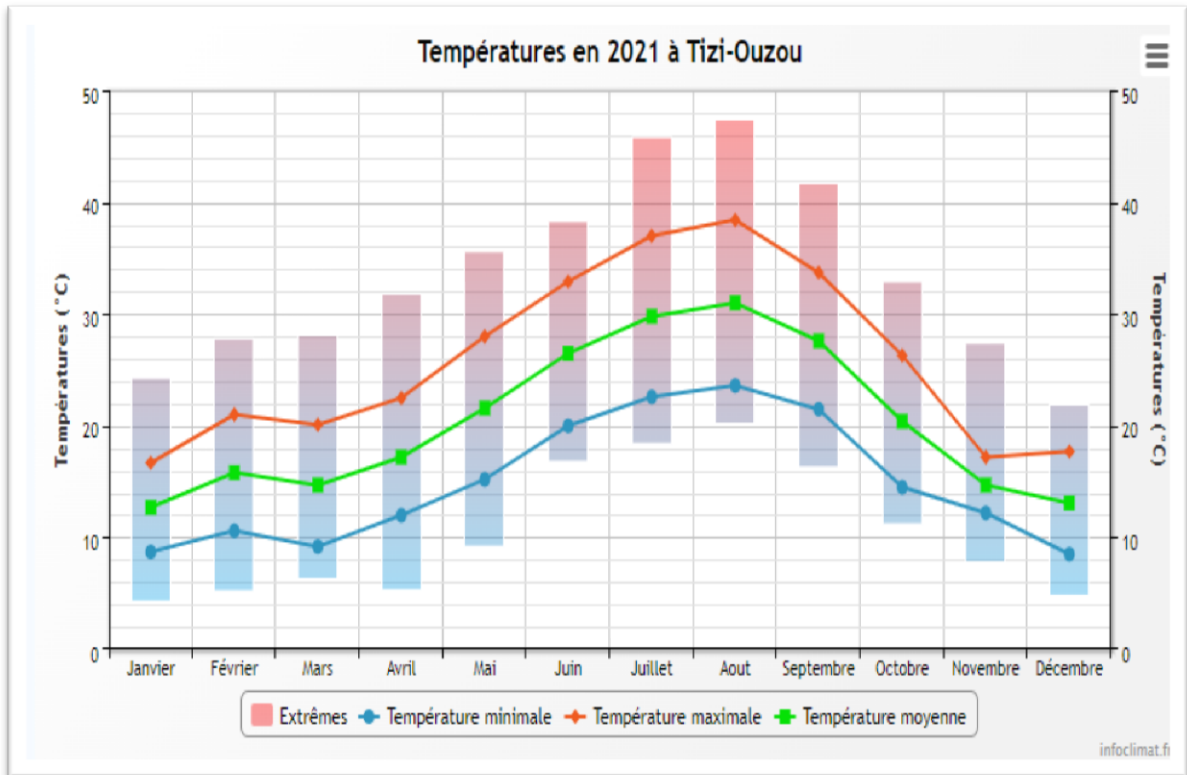


Figure 1.5 : Diagramme de températures minimales, maximales et moyennes mensuelles

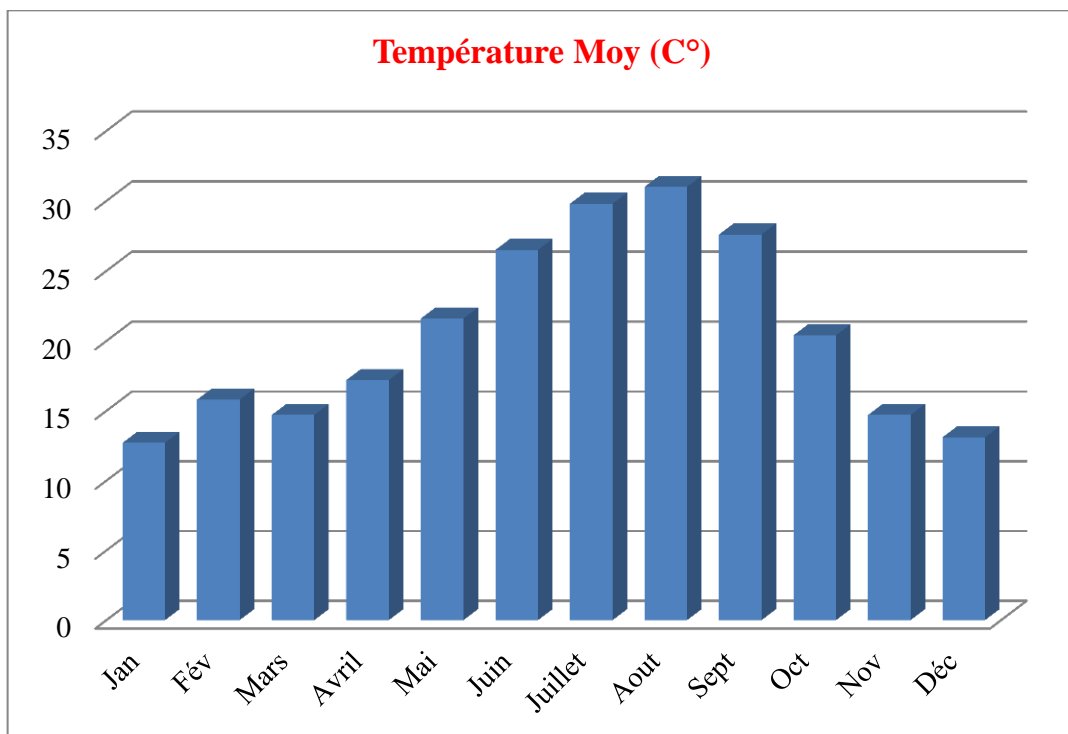


Figure 1.6 : Diagramme des températures moyennes mensuelles

**1.6.3) Pluviométrie**

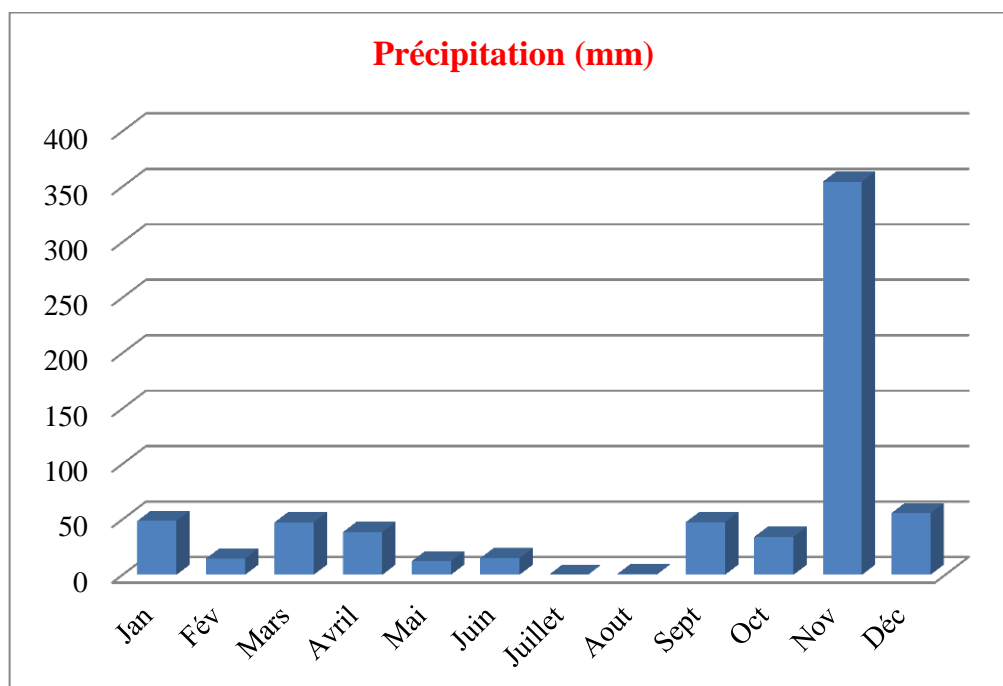
Les précipitations annuelles sont irrégulières et peuvent être décuplées d'une année à l'autre entraînant un lessivage des sols durant les périodes d'orages.

Cette alternation entre sécheresse et années pluvieuses pose le problème des capacités de stockage des eaux de surface et de la nécessité de développer le nombre de retenues collinaires.

Les précipitations moyennes mensuelles de wilaya (T.O) de l'année 2021 sont illustrées dans le tableau (1.3) suivant :

**Tableau 1.3 : Précipitations moyennes mensuelles de l'année 2021 en (mm) [www.infoclimat.fr]**

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Précipitation (mm)	48.6	14.6	47.3	38.6	12.2	15.0	0.0	0.8	47.5	34.3	354.5	55.6
Moy	<b>668.7</b>											



**Figure 1.7 : Diagramme des précipitations moyennes mensuelles**

1.6.4) Diagramme Ombrothermique  $p = f(2T)$

Le diagramme Ombrothermique est un diagramme climatique, il a été développé par Henri Gaussen et F.Bagnould, qui permet de définir les périodes sèches et humides d'une année.

Ce diagramme correspond aux variations des températures moyennes mensuelles et les précipitations d'une station donnée représentées sur le même graphe, où sont portés en abscisses les mois de l'année, et en ordonnées les précipitations (**p**) sont indiquées à droite et les températures moyennes (**T**) sont indiquées à gauche et les précipitations, avec une gradation de l'échelle des précipitations correspondent à deux gradations de l'échelle des températures ( $p = 2T$ ).

Le diagramme ombrothermique de la région d'étude (Wilaya T.O) est représenté ci-après :

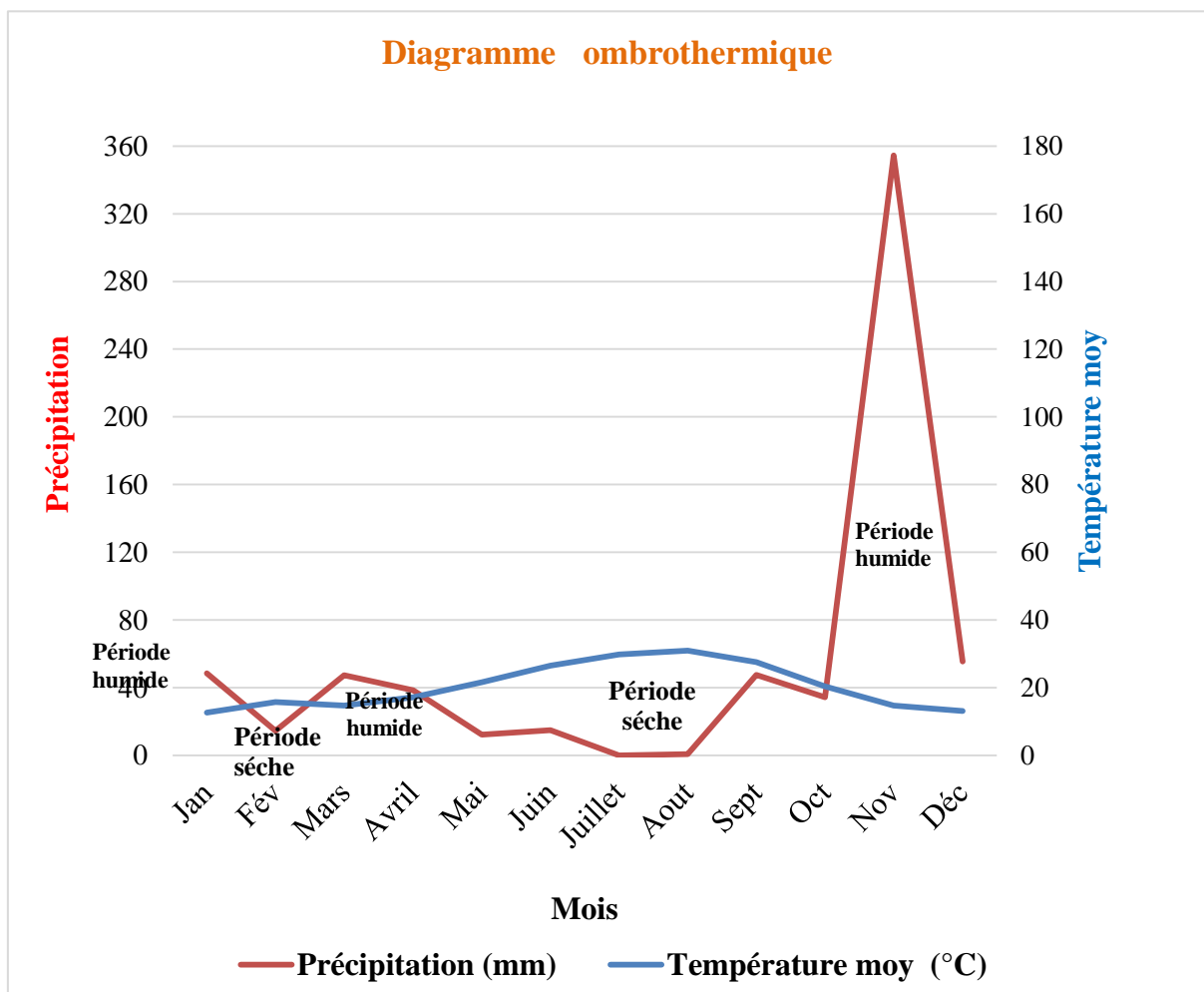


Figure 1.8 : Diagramme Ombrothermique

En projetant les points ou les deux courbes se rencontrent sur l'axe des mois.

L'intersection des deux courbes  $p$  et  $T$  permet de définir selon (Soltner, 1984) :

- La période sèche lorsque  $p < 2T$
- La période humide lorsque  $p > 2T$

Le diagramme de Bagnouls et Gaussen montre que la période sèche au niveau de la région d'étude se présente du mois de **Mai** jusqu'au mois de **Septembre**.

### **Conclusion**

Dans notre étude, nous avons décrit les différentes situations de la zone d'étude, dans le but de réaliser une nouvelle chaîne d'adduction à notre projet d'AEP tels que :

- ✓ Le site du projet se localise dans une zone moyennement montagneuse ;
- ✓ son côté hydrologique est sillonné par un réseau hydrographique assez dense, le reste du réseau est constitué de ruisseaux où la dénivellation est faible ;
- ✓ On peut signaler aussi que la nature juridique des terrains est dans leur majorité de statut privé avec 99.42% ;
- ✓ Le climat de la commune est de type méditerranéen se caractérise principalement par deux saisons : une saison hivernale où le climat est froid et humide, une saison estivale où le climat est chaud et sec ;
- ✓ Les précipitations annuelles sont irrégulières et peuvent être décuplées d'une année à l'autre.

## *Chapitre 2 :*

### *Estimation des besoins en eau*

**Introduction**

Dans ce chapitre, nous allons traiter les besoins en eau des villages d’Ait Khelfoun, Ait El Hadj, Timeguenounine et Tizi N’Tlakht à différents horizons.

L’estimation des besoins en eau peut se déterminer à partir de l’évolution démographique de la population qui est basée sur les données du recensement RGPH 2008. La consommation de l’eau varie en fonction des types de consommateurs tel que : l’évolution démographique, les équipements sanitaires, le niveau de vie de la population, le climat...etc.

**2.1) Evaluation de la population**

D’après le RGPH 2008, l’évolution de la population des villages de la chaine d’Ait Mahmoud, se calculera suivant la formule suivante :

$$P_n = P_0(1 + \alpha)^n \tag{2.1}$$

Avec:

- **P<sub>n</sub>**: la population à l’horizon d’étude ;
- **P<sub>0</sub>**: la population de l’année de référence (2008) ;
- **α**: taux d’accroissement annuel de la population en % pris égal à 2 ;
- **n**: nombre d’année séparant l’année de référence et l’horizon d’étude.

**Tableau 2.1 : Evolution de la population pour les horizons considérés**

Agglomération	Année	RGPH	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
		2008	2021	2031	2041	2051
Tizi n’Tlakht		214	277	338	412	502
Ait El Hadj		413	535	652	794	968
Ait Khelfoun		889	1151	1402	1709	2084
Timeguenounine		211	273	333	406	495
<b>Total</b>		<b>1727</b>	<b>2236</b>	<b>2425</b>	<b>3321</b>	<b>4049</b>

Ainsi la population de la zone d’étude est passée de **1727 habitants** en **2008** pour atteindre **2236 habitants** en **2021**, cette population pourra atteindre **4049 habitants** en **2051**.

L'histogramme suivant illustre l'évolution de chaque village de 2008 à 2051.

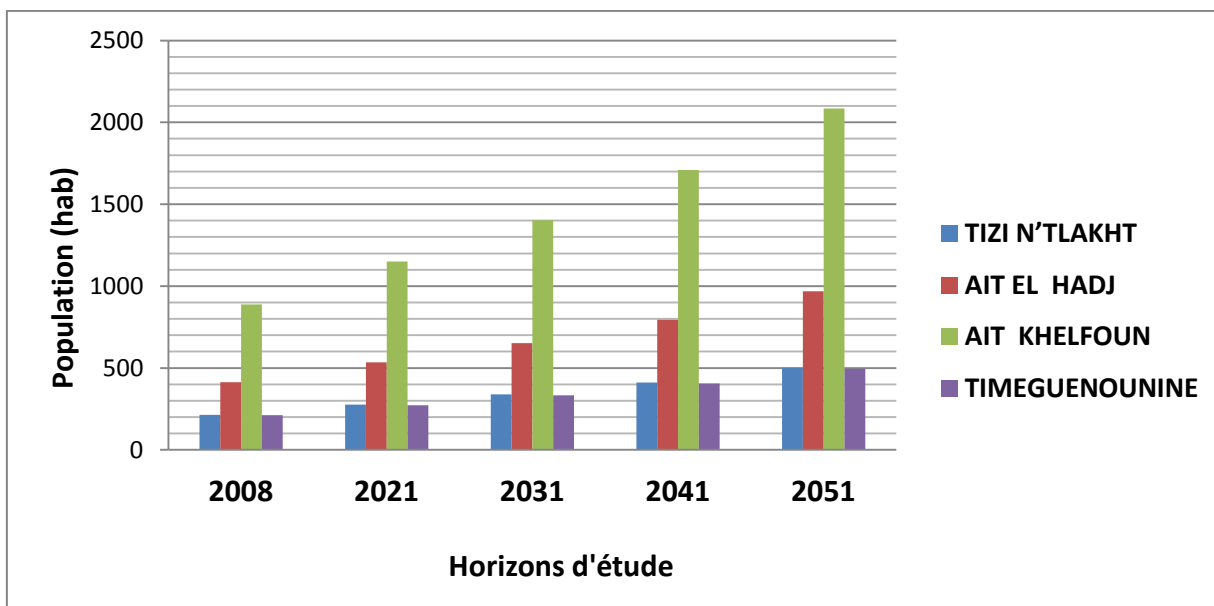


Figure 2.1 : Evolution démographique de chaque village pour différents horizons

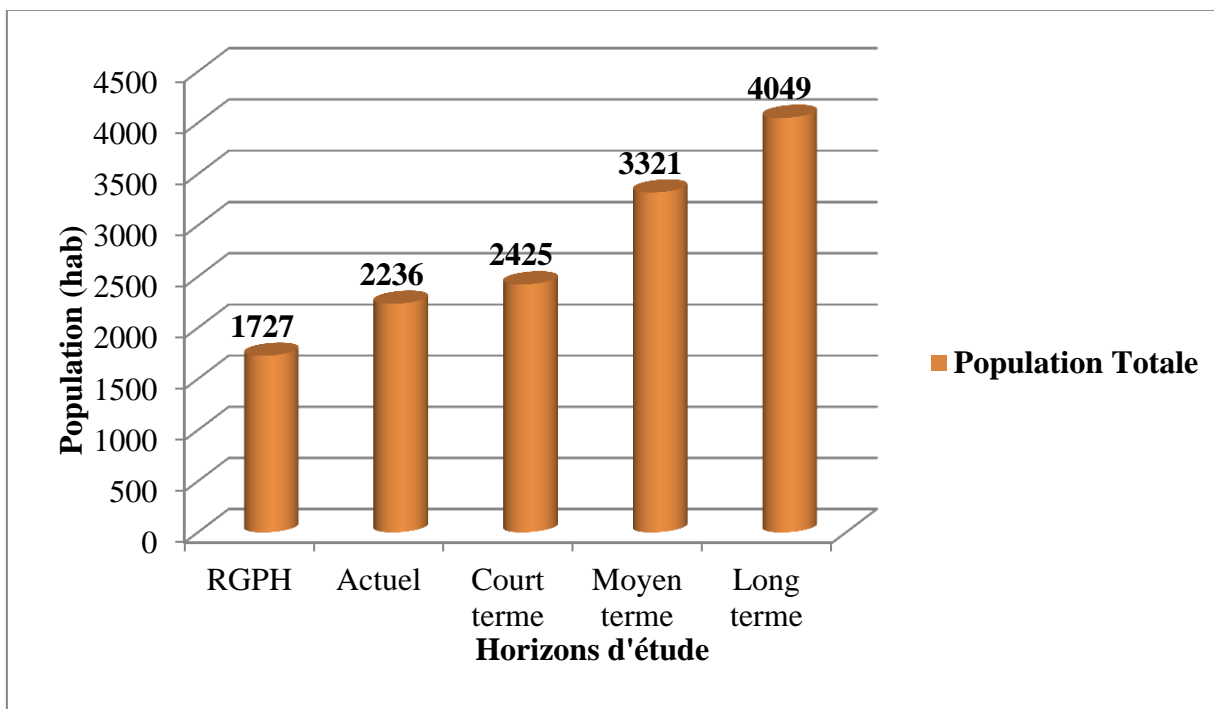


Figure 2.2 : Evolution démographique de la zone d'étude pour différents horizons

## 2.2) Estimation des besoins en eau de la population

### 2.2.1) Dotation

La dotation journalière (D) est définie comme étant la quantité d'eau moyenne consommée par habitant et par jour, exprimée en (l/j/hab). Cette dotation varie en fonction de la situation géographique, du climat, et de la population.

Pour une agglomération rurale, la norme de consommation est fixée à 125 l/j/hab, vu le développement progressif de l'hygiène, on doit majorer la dotation de 20%.

Donc :

$$125 + (0.2 * 125) = 150 \text{ l/j/hab}$$

Nous maintenons la même valeur pour les divers horizons d'étude (DREW T.O), une dotation de **150 l/j/hab**.

### 2.2.2) Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière ( $Q_{\text{moy,j}}$ ), représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres équipements existants, pendant une journée. Elle est exprimée par la relation de Bonin suivante :

$$Q_{\text{moy,j}} = \frac{N * D}{1000} \quad [m^3 / j] \quad (2.2)$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j}}$ : consommation moyenne journalière ;
- $D$  : dotation journalière ( $D = 150 \text{ l/j/hab}$ );
- $N$  : nombre d'habitant (hab).

## 2.3) Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins

Afin d'estimer la consommation moyenne journalière d'une agglomération, il est nécessaire de calculer les besoins en eau potable des différents besoins : domestiques, sanitaires, socioculturelles, scolaires,...

### 2.3.1) Besoins Domestiques

La consommation moyenne journalière domestique de chaque village et sur les divers horizons d'étude, se fait à l'aide de la formule (2.2).

Les besoins domestiques pour les différents horizons de calcul sont indiqués dans le tableau (1.2) ci-après :

Tableau 1.2 : Besoins domestiques pour les horizons considérés

Villages	Nombre d'habitants				Besoins (m <sup>3</sup> /j)			
	2021	2031	2041	2051	2021	2031	2041	2051
Tizi n'Tlakht	256	312	380	463	41.55	50.7	61.8	75.3
Ait El Hadj	594	602	733	940	80.25	97.8	119.1	145.2
Ait Khelfoun	1062	1295	1579	1924	172.65	210.3	256.35	312.6
Timeguenounine	252	307	375	457	40.95	49.95	60.9	74.25
<b>Total</b>	2164	2516	3067	3784	335.4	363.75	498.15	<b>607.35</b>

### 2.3.2) Les besoins spécifiques

Les besoins spécifiques recouvrent l'ensemble de tout ce qui apparaît à la quantité d'eau consommée tel que : les besoins scolaires, sanitaires, socioculturels, commerciaux...etc.

#### 2.3.2.1) A l'année d'étude (actuelle 2021)

##### a) Besoins scolaires

Tableau 2.3 : Détermination des besoins scolaires

Village	Equipement scolaire	Nombre d'effectif	Dotation (l/j)	Besoin en eau (m <sup>3</sup> /j)
Ait khelfoun	1 Ecole primaire	81	20	<b>1.62</b>

##### b) Besoins sanitaires

Tableau 2.4 : Détermination des besoins sanitaires

Village	Equipement	Effectif	Dotation (l/j/m <sup>2</sup> )	Besoin en eau (m <sup>3</sup> /j)
Ait khelfoun	1 dispensaire	1400	10	14
Ait el hadj	1 Salle de soin	150	10	1.5
<b>Total</b>				<b>15.5</b>

c) Besoins socioculturels

Tableau 2.5 : Détermination des besoins socioculturels

Village	Equipement	Nombre de fidèle	Dotation (l/j/fidèle)	Besoin en eau (m <sup>3</sup> /j)
Ait khelfoun	1 Mosquée	60	15	0.9
Ait el hadj	1 Mosquée	50	15	0.75
Timeguenounine	1 Mosquée	20	15	0.3
Tizi n'tlakht	1 Mosquée	40	15	0.6
<b>Total</b>				<b>2.55</b>

d) Besoins commerciaux

Tableau 2.6 : Détermination des besoins commerciaux

Village	Commerces	Dotation (l/j)	Besoin en eau (m <sup>3</sup> /j)
Ait el hadj	1 Cafétéria	1500	<b>1.5</b>

✚ Le récapitulatif des besoins spécifiques sont illustrés dans le tableau (2.7) suivant :

Tableau 2.7 : Récapitulation des besoins spécifiques

Besoins	Qsp	
	Qsp (m <sup>3</sup> /j)	Qsp (l/s)
Scolaires	1.62	0.019
Sanitaires	15.5	0.179
Socioculturels	2.55	0.029
Commerciaux	1.5	0.017
<b>Total</b>	<b>21.17</b>	<b>0.244</b>

2.3.2.2) A long terme (2051)

Pour avoir une bonne estimation de débit moyen, on estime les valeurs de débit spécifique projeté, en utilisant un certain pourcentage calculé ci- dessous :

$$Q_{\text{moy}}(2021) \rightarrow 100\%$$

$$Q_{\text{sp}}(2021) \rightarrow x$$

Donc :

$$x = 6.3 \%$$

D'où :

$$Q_{sp}(2051) = Q_{domestique}(2051) * 0.063$$

### 2.3.3) Récapitulation des besoins moyens journaliers

Les besoins moyens journaliers des quatre villages aux différents horizons :

#### a) A l'année d'étude (2021)

Tableau 2.8 : Besoins moyens journaliers pour l'année d'étude

Villages	Q <sub>domestique</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>spécifique</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy,j</sub> (l/s)
Tizi n'Tlakht	41.55	0.6	42.15	0.49
Ait El Hadj	80.25	3.75	84.00	0.97
Ait Khelfoun	172.65	16.54	189.17	2.19
Timeguenounine	40.95	0.3	41.25	0.48
<b>Total</b>	<b>335.4</b>	<b>21.17</b>	<b>356.57</b>	<b>4.13</b>

#### b) Au court terme (2031)

Tableau 2.9 : Besoins moyens journaliers à court terme

Villages	Q <sub>domestique</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>spécifique</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy,j</sub> (l/s)
Tizi n'Tlakht	50.7	3.19	53.89	0.62
Ait El Hadj	97.8	6.16	103.96	1.20
Ait Khelfoun	210.3	13.25	223.55	2.59
Timeguenounine	49.95	3.15	53.10	0.61
<b>Total</b>	<b>363.75</b>	<b>22.92</b>	<b>386.67</b>	<b>4.48</b>

#### c) Au moyen terme (2041)

Tableau 2.10 : Besoins moyens journaliers à moyen terme

Villages	Q <sub>domestique</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>spécifique</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy,j</sub> (l/s)
Tizi n'Tlakht	61.8	3.89	65.69	0.76
Ait El Hadj	119.1	7.50	126.60	1.47
Ait Khelfoun	256.35	16.15	272.50	3.15
Timeguenounine	60.9	3.84	64.74	0.75
<b>Total</b>	<b>498.15</b>	<b>31.38</b>	<b>529.53</b>	<b>6.13</b>

## d) A long terme (2051)

Tableau 2.11 : Besoins moyens journaliers à long terme

Villages	Q <sub>domestique</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>spécifique</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy,j</sub> (l/s)
Tizi n'Tlakht	75.3	4.74	80.04	0.93
Ait El Hadj	145.2	9.15	154.35	1.79
Ait Khelfoun	312.6	19.69	332.29	3.85
Timeguenounine	74.25	4.68	78.93	0.91
<b>Total</b>	<b>607.35</b>	<b>38.26</b>	<b>645.61</b>	<b>7.47</b>

## 2.4) La consommation moyenne journalière, en tenant compte des pertes

Selon le service technique de la subdivision des ressources en eau de la Commune d'Ait Mahmoud, les pertes sont estimées à 20% des besoins domestiques journalières.

L'estimation totale des besoins journaliers, en tenant compte des pertes, est donnée par la relation (2.3) :

$$P = Q_{moy,j} * 0,2 \quad (2.3)$$

Où :

- **P** : La consommation moyenne journalière, en tenant compte les pertes (m<sup>3</sup>/j) ;
- **Q<sub>moy,j</sub>** : La consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j) .

Les résultats sont consignés dans le tableau (2.12) :

Tableau 2.12 : La consommation moyenne journalière en eau en tenant compte des pertes

Horizon	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)				Q <sub>moy,j</sub> (l/s)			
	2021	2031	2041	2051	2021	2031	2041	2051
Tizi N'Tlakht	50.58	64.67	78.83	<b>96.05</b>	0.59	0.75	0.91	<b>1.11</b>
Ait El Hadj	100.80	124.75	151.92	<b>185.22</b>	1.17	1.44	1.76	<b>2.14</b>
Ait Khelfoun	227.00	268.26	327.00	<b>398.75</b>	2.63	3.10	3.78	<b>4.62</b>
Timeguenounine	49.50	63.72	77.68	<b>94.71</b>	0.57	0.74	0.9	<b>1.10</b>
<b>Total</b>	<b>427.88</b>	<b>464.00</b>	<b>635.44</b>	<b>774.74</b>	<b>4.95</b>	<b>5.37</b>	<b>7.35</b>	<b>8.97</b>

Enfin :

La consommation moyenne journalière des quatre villages a été évaluée à :

$$Q_{\text{moy},j} = 774.74 \text{ m}^3/\text{j} = 8.97 \text{ l/s à l'horizon de l'année 2051.}$$

## 2.5) Etude des variations des débits

La variation de la consommation quotidienne d'eau n'est pas régulière elle varie entre les maximums et les minimums et elle s'étale sur l'heure, la journée, l'année. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités journalières qui sont  $K_{\text{min}}$ ,  $K_{\text{max}}$  et en raison des fuites qui peuvent survenir.

### 2.5.1) La Variation de la consommation journalière

#### a) La Consommation maximale journalière

La consommation maximale journalière s'obtient comme suit :

$$Q_{\text{max},j} = K_{\text{max},j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (2.4)$$

Avec :

- **$Q_{\text{max},j}$**  : la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- **$K_{\text{max},j}$**  : coefficient d'irrégularité maximal compris entre 1,1 et 1,3

#### ❖ Détermination de coefficient de pointe ( $K_{\text{max},j}$ )

Qui est le rapport entre la consommation maximale journalière ( $Q_{\text{max},j}$ ) et la consommation moyenne journalière ( $Q_{\text{moy},j}$ ) :

$$K_{\text{max},j} = \frac{Q_{\text{max},j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad (2.5)$$

Pour notre cas, on prend :  **$K_{\text{max},j} = 1,2$  ( Rapport de l'APC d'Ait Mahmoud)**

D'où :

$$Q_{\text{max},j} = 1,2 \times Q_{\text{moy},j}$$

#### b) La Consommation minimale journalière

La consommation minimale journalière s'obtient comme suit :

$$Q_{\text{min},j} = K_{\text{min},j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (2.6)$$

Avec :

- **Q<sub>min,j</sub>** : la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année (m<sup>3</sup>/j).
- **K<sub>min,j</sub>** : coefficient d'irrégularité minimal compris entre 0,7 et 0,9.

❖ **Détermination de coefficient K<sub>min,j</sub>**

Il est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimal et la consommation moyen journalière :

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad (2.7)$$

Dans notre cas, on adopte : **K<sub>min,j</sub> = 0.8**

D'où :

$$Q_{min,j} = 0,8 \times Q_{moy,j}$$

Les résultats variation de la consommation journalière pour chaque village sont donnés dans le tableau (2.13) suivant :

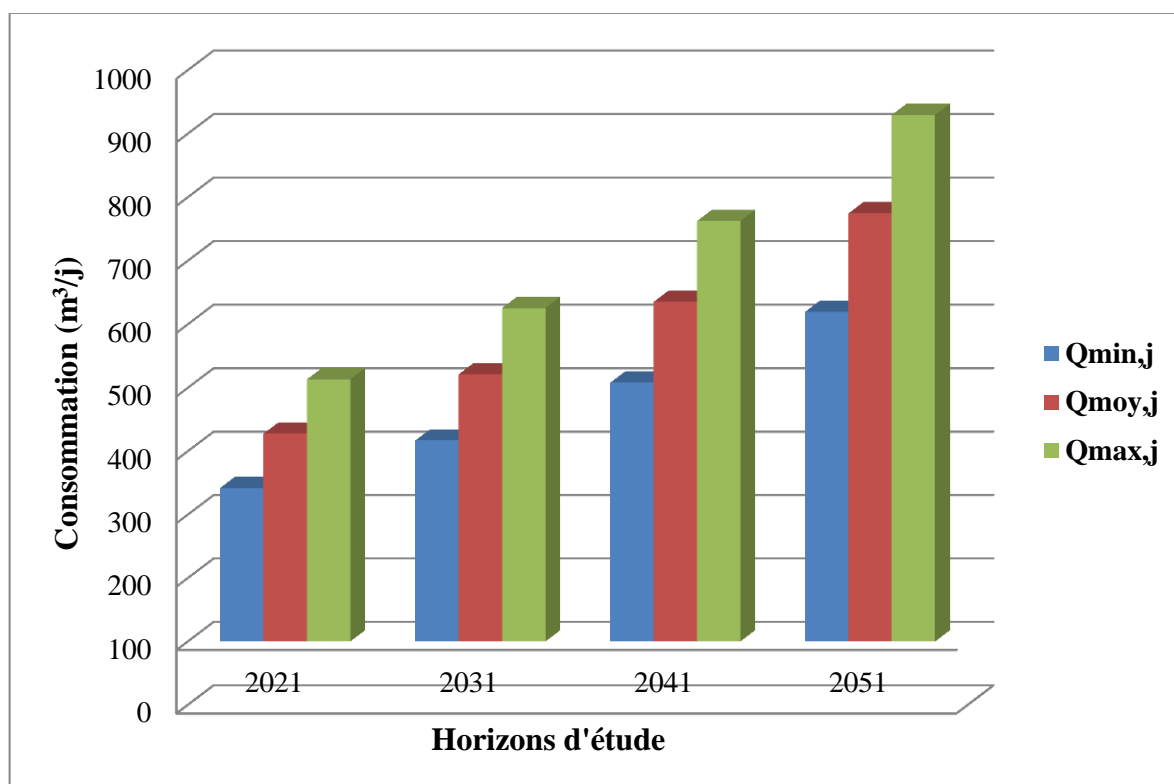
Tableau 2.13 : Variation de la consommation journalière pour chaque village

Villages	Consommation (m <sup>3</sup> /j)				Consommation (l/s)					
	2021	2031	2041	2051	2021	2031	2041	2051		
Tizi N'Tlakht	40.64	51.74	63.06	76.84	0.47	0.60	0.73	0.89		
Ait El Hadj	<b>Q<sub>min,j</sub></b>	80.64	99.80	121.54	148.18	<b>Q<sub>min,j</sub></b>	0.93	1.15	1.41	1.72
Ait Khelfoun		181.6	214.61	261.60	319.00		2.1	2.48	3.02	3.69
Timeguenounine		39.6	50.98	62.14	75.78		0.46	0.59	0.72	0.88
Tizi N'Tlakht		50.58	64.67	78.83	96.05		0.58	0.75	0.91	1.11
Ait El Hadj	<b>Q<sub>moy,j</sub></b>	100.8	124.75	151.92	185.22	<b>Q<sub>moy,j</sub></b>	1.67	1.44	1.76	2.14
Ait Khelfoun		227	268.26	327.00	398.75		2.63	3.10	3.78	4.62
Timeguenounine		49.5	63.72	77.68	94.72		0.57	0.74	0.90	1.10
Tizi N'Tlakht		60.70	77.60	94.60	115.26		0.7	0.90	1.09	<b>1.33</b>
Ait El Hadj	<b>Q<sub>max,j</sub></b>	120.96	149.70	182.30	222.26	<b>Q<sub>max,j</sub></b>	1.4	1.73	2.11	<b>2.57</b>
Ait Khelfoun		272.4	321.91	392.40	478.50		3.15	3.72	4.54	<b>5.54</b>
Timeguenounine		59.4	76.46	93.22	113.66		0.67	0.89	1.08	<b>1.32</b>

Les variations de la consommation journalière de la zone d'étude sont données dans le tableau ci-dessous:

**Tableau 2.14 : Variations de la consommation journalière pour les différents horizons**

Villages	Consommation (m <sup>3</sup> /j)				Consommation (l/s)				
	Horizons	2021	2031	2041	2051	2021	2031	2041	2051
La zone d'étude (les quatre villages)	Q <sub>min,j</sub>	342.3	417.12	508.34	<b>619.79</b>	3.96	4.82	5.88	<b>7.17</b>
	Q <sub>moy,j</sub>	427.88	521.4	635.43	<b>774.74</b>	4.95	6.03	7.35	<b>8.97</b>
	Q <sub>max,j</sub>	513.46	625.68	762.52	<b>929.69</b>	5.94	5.94	8.82	<b>10.76</b>



**Figure 2.3 : Histogramme de l'évolution de la consommation journalière**

**2.5.2) La variation de la consommation horaire**

**a) Débit moyen horaire**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j} / 24 \quad (m^3/h) \quad (2.8)$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$ : Débit maximum journalier ( $m^3/j$ )

**b) Débit maximum horaire**

Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} * Q_{\text{moy},h} \quad (2.9)$$

Où :

- $Q_{\text{moy},h}$ : Débit moyen journalier ( $m^3/j$ ) ;
- $K_{\max,h}$ : Coefficient maximum d'irrégularité horaire.

❖ **Détermination de  $K_{\max,h}$**

Il est donné avec la relation suivante :

$$K_{\max,h} = \frac{Q_{\max,h}}{Q_{\text{moy},h}} \quad (2.10)$$

Avec :

- $Q_{\max,h}$ : débit maximum horaire en ( $m^3/h$ ) ;
- $Q_{\text{moy},h}$ : débit moyen horaire en ( $m^3/h$ ).

$K_{\max,h}$ : est donné par la relation suivante :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (2.11)$$

Avec :

- $\alpha_{\max}$ : étant le coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération, il est compris entre 1,2 et 1,4

Dans notre cas  $\alpha_{\max} = 1,3$

- $\beta_{\max}$ : Coefficient qui dépend du nombre de population, il est donné par le tableau (2.15) suivant :

Tableau 2.15 : Valeurs du coefficient  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{\max}$	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03

Donc :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times Q_{\text{moy},h}$$

Le nombre d'habitants alimentés par le réseau est de 4049 à l'horizon de 2051, donc dans notre cas le nombre d'habitant est compris entre 4000 et 6000 ce qui donne :

$$\beta_{\max} = (1.5 - 1.4) * (6000 - 4049) / (6000 - 4000) + 1.4 = 1.49$$

Donc :  $K_{\max,h} = 1.3 * 1.49$

$$K_{\max,h} = 1.94$$

c) Débit minimum horaire

Ce débit est utilisé pour le dimensionnement mécanique du réseau de distribution, il est déterminé par la formule ci-dessous :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} \times Q_{\text{moy},h} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \tag{2.12}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},h}$  : débit moyen horaire (m3/h)

❖ Détermination  $K_{\min,h}$  :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \tag{2.13}$$

Avec :

- $\alpha_{\min}$ : coefficient qui dépend du confort de la population ; il varie de 0.4 à 0.6 et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas, on prend  $\alpha_{\min} = 0.5$

- $\beta_{\min}$ : il dépend du nombre d'habitants et sera déterminé à l'aide de tableau ci-dessous :

Tableau 2.16 : Valeurs du coefficient  $\beta_{min}$  en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{min}$	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	0.83

$$\beta_{min} = (0.4 - 0.25) * (6000 - 4049) / (6000 - 4000) + 0.25$$

Donc :  $\beta_{min} = 0.39$

D'où :

$$K_{min,h} = 0.5 * 0.39 = 0.19$$

Tableau 2.17 : Récapitulatifs des débits horaires

Villages	Consommation (m <sup>3</sup> /h)	Horizon			
		2021	2031	2041	2051
La zone d'étude (les quatre villages)	Q <sub>min,j</sub>	4.06	4.95	6.04	7.36
	Q <sub>moy,j</sub>	21.39	26.07	31.77	38.74
	Q <sub>max,j</sub>	41.50	50.58	61.64	75.15

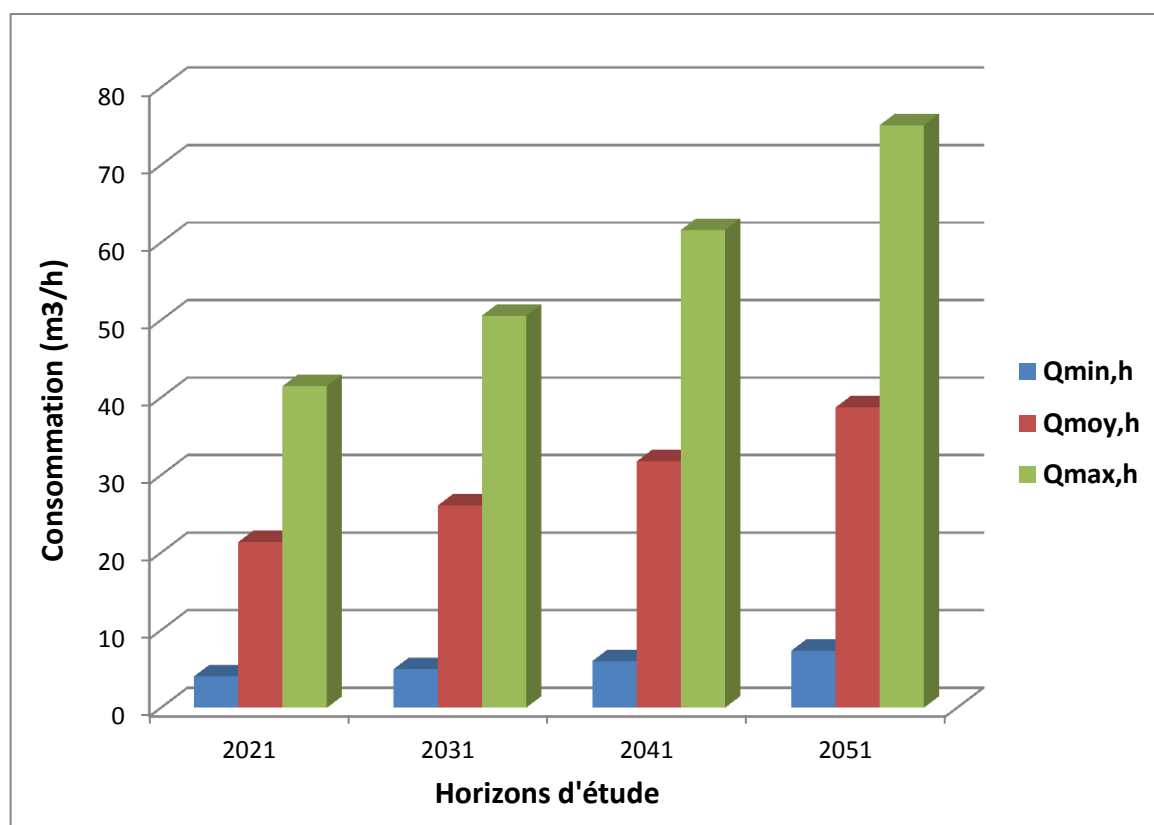


Figure 2.4 : Histogramme de l'évolution des débits horaires

**Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons estimé les différents besoins en eau potable pour les quatre localités qui font partie de la commune d'Ait Mahmoud.

Après évaluation des besoins en eau à l'horizon 2051, la consommation maximale des quatre villages est estimée à **929.69 m<sup>3</sup>/j = 10.76 l/s**, ce débit servira pour le dimensionnement de la conduite d'adduction ainsi que l'évaluation de capacités optimales des réservoirs de distribution et des bâches d'eau tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

# **Chapitre 3 :**

## **Etude d'adduction**

**Introduction**

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction des quatre villages (d'Ait Khelfoun, Ait El Hadj, Timeguenounine et Tizi N'Tlakht) de la commune d'Ait Mahmoud.

L'adduction d'eau potable comprend toutes les opérations de puisage et de transport de l'eau depuis la source d'approvisionnement (zones de captages, stations de traitements) vers les lieux de consommation à travers un réseau de conduites ou ouvrages architecturaux (canaux ouverts et éventuellement tunnels ou galeries), ces conduites doivent véhiculer un débit maximal journalier satisfaisant aux besoins de la population.

**3.1) Types d'adduction**

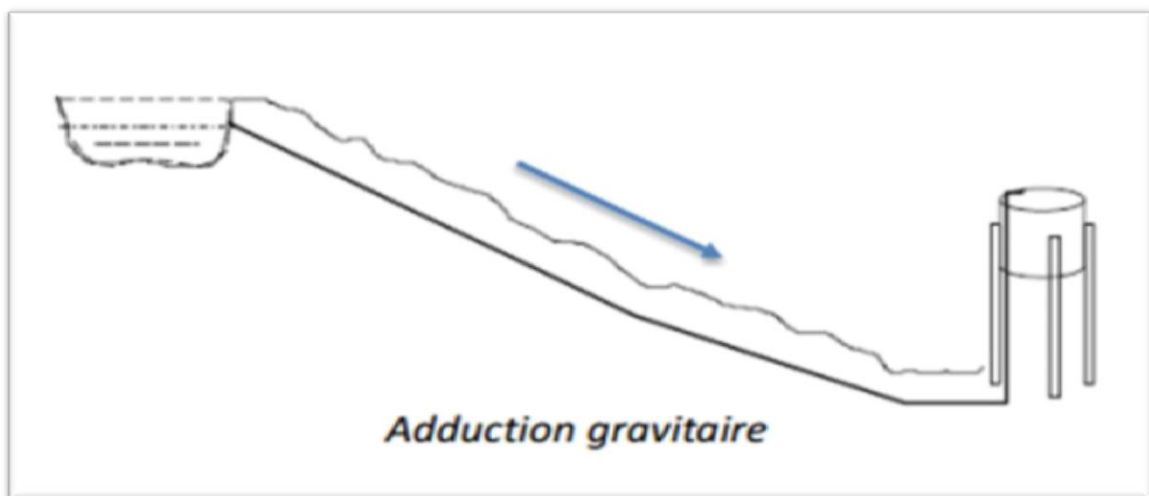
D'après leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées selon leurs charges.

On distingue trois types d'adduction:

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

**3.1.1) Adduction gravitaire**

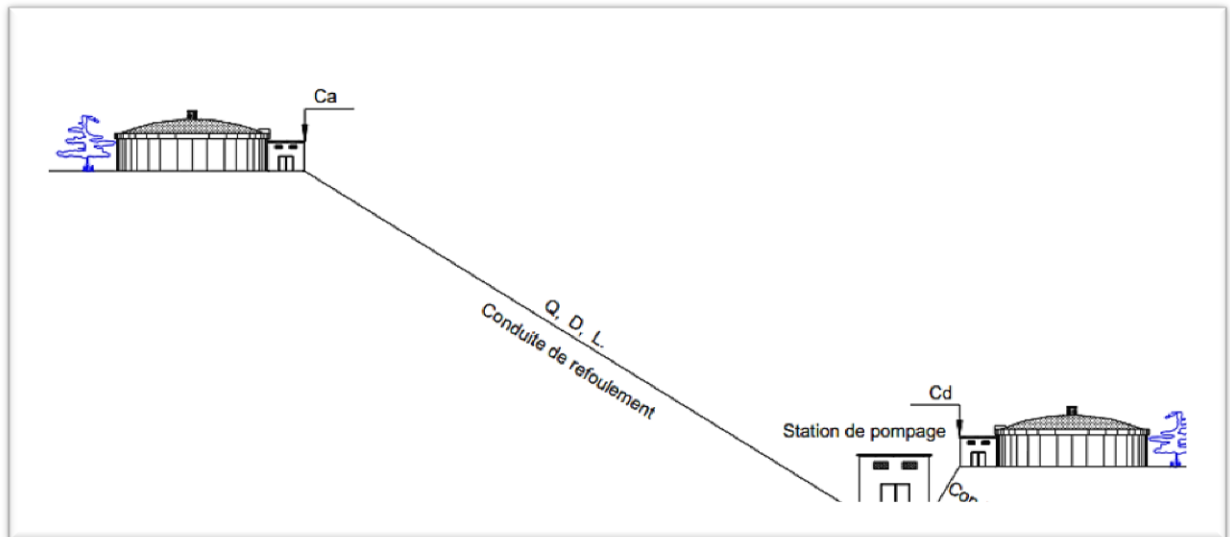
Dans l'adduction gravitaire, l'écoulement se fait gravitairement (sans pression), et à une faveur d'une dénivelée. Dans ce cas d'adduction, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.



**Figure 3.1 : Adduction gravitaire**

**3.1.1) Adduction par refoulement**

On rencontre ce type d'adduction dans le cas où le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, c'est une adduction ou l'écoulement à une faveur d'un rapport d'énergie externe (pompe).

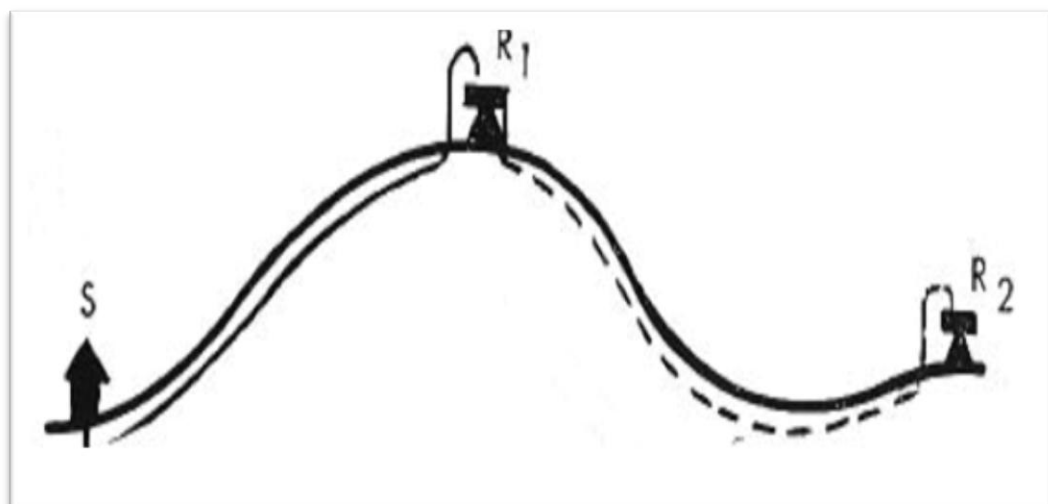


**Figure 3.2 : Adduction par refoulement**

**3.1.3) Adduction mixte (refoulement-gravitaire)**

C'est une combinaison des deux adductions (gravitaire et refoulement) selon la nature du terrain. Dans ce cas d'adduction la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse.

Un réservoir intermédiaire (réservoir tampon) recevra l'eau provenant de la conduite de refoulement. L'eau s'écoulera ensuite par gravité.



**Figure 3.3 : Adduction refoulement-gravitaire**

Dans notre étude, l'adduction à projeter est **une adduction par refoulement, et une adduction gravitaire.**

### **3.2) Choix du tracé des conduites d'adduction**

Le choix de tracé du profil de la conduite se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique tels que:

#### **❖ Conditions techniques**

- Le tracé à adopter doit être le plus régulier.
- Eviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer.
- Eviter la traversée de propriétés privées nécessitant des expropriations et suivre les voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation.
- Pour les conduites de longueur importante, il sera bon de prévoir quelques robinets ou vannes de sectionnement en vue de faciliter la réparation éventuelle.
- Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des travaux.

#### **❖ Conditions économiques**

- Le profil doit être le plus court possible pour réduire les frais d'investissement.
- La conduite de refoulement et la station de pompage sont liées.
- En effet, plus le diamètre de la conduite augmente plus les pertes de charge et les frais d'exploitation diminuent ou l'inverse.

### **3.3) Choix du type des conduites d'adduction**

Le choix du type de canalisation convenable est lié à des facteurs d'ordre technique et économique.

La gamme de tuyaux présente au marché est très large de point de vue nature de la matière de fabrication, les plus utilisés sont:

- ✓ Plastique (PVC et PEHD) ;
- ✓ Métallique (tuyau en fonte, acier galvanisé) ;
- ✓ Base ciment (AC).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en **PEHD** (polyéthylène à haute densité) et en **fonte ductile** ; vu les avantages qu'elles présentent :

➤ **Conduites en PEHD :**

- Durée de vie importante ;
- Insensible à la corrosion ;
- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Bonne résistance aux sollicitations internes et externes ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Un faible coût.



**Figure 3.4 : Tuyaux en PEHD**

- **Conduites en fonte ductile**
  - Une durée de vie jusqu'à 140 années ;
  - Protection intérieure : ciment spécialement adapté à l'eau potable ;
  - Possibilité de pose très profonde ou avec un faible recouvrement ;
  - Une économie rationnelle ;
  - Montage simple.



Figure 3.5 : Tuyaux en fonte ductile

### 3.4) Etude technico-économique des diamètres de conduites de refoulement

Le dimensionnement de la conduite d'adduction (refoulement) s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celles d'inversement, en effet plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus les pertes de charge seront plus importantes.

#### 3.4.1) Calcul du diamètre économique de la conduite

En pratique, on peut estimer le diamètre économique en première estimation avec les formules suivantes :

➤ La formule générale : 
$$D = K\sqrt{Q} \quad (3.1)$$

➤ La formule de BONIN : 
$$D = \sqrt{Q} \quad ; \text{ si } K=1 \quad (3.2)$$

➤ La formule de BRESS : 
$$D = 1,5\sqrt{Q} \quad ; \text{ si } K=1,5 \quad (3.3)$$

Avec :

- **D** : diamètre de la conduite en (m) ;
- **Q** : débit véhiculé en (m<sup>3</sup>/s).

Le calcul des diamètres de refoulement a été fait suivant le calcul économique, entre trois diamètres selon les vitesses d'écoulement comprises entre 0.5 m/s et 2.0 m/s.

### 3.4.2) Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se calcule à partir de la formule suivante :

$$V = \frac{4.Q}{\pi.D^2} \quad (3.4)$$

D'où :

- **V** : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- **D** : Diamètre de la conduite (m).

### 3.4.3) Calcul des pertes des charges

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours.

✚ Les pertes de charge peuvent être :

- **Les pertes de charge linéaires** : elles correspondent à l'écoulement le long des conduites.

Les pertes de charge linéaire sont dues d'une part, au frottement des filets d'eau en mouvements les uns sur les autres, et d'autre part, à leurs contact avec les parois internes tout au long de la conduite.

- **Les pertes de charge singulières** : elles se manifestent sur les pièces spéciales qui modifient la direction ou la section de passage du fluide (raccord, T, vannes, soupapes, etc.).

#### 3.4.3.1) Pertes de charges linéaires ( $J_L$ )

Elles s'expriment par la relation de DARCY-WEISBACH :

$$J_L = \lambda \cdot L \cdot \frac{v^2}{2gD} \quad (3.5)$$

Avec :

- **$J_L$**  : pertes de charge linéaires (m) ;
- **L** : longueur de la conduite (m) ;
- **g** : accélération de la pesanteur ( $g=9.81 \text{ m/s}^2$ ) ;

- $V$  : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- $\lambda$  : Coefficient de frottement adimensionnel, dépend de la nature du régime d'écoulement.
- ❖ **Détermination du coefficient de perte de charge linéaire  $\lambda$**

Le calcul du coefficient de perte de charge linéaire  $\lambda$  dépend du régime d'écoulement.

➤ **Régime turbulent rugueux :**

Il est donné par formule de **NIKURADZE**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = [1,14 - 0,86 \text{Ln} (\frac{\epsilon}{D})] \quad (3.6)$$

D'où :  $\lambda = [1,14 - 0,86 \text{Ln} (\frac{\epsilon}{D})]^{-2} \quad (3.7)$

➤ **Régime de transition :**

Il est donné par la formule de **Colebrook White** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right] \quad (3.8)$$

➤ **Régime laminaire :**

Il est donné par la formule de **Poiseuille** :

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (3.9)$$

Avec :

-  $R_e$  : Nombre de Reynolds ; il est déterminé par la relation suivante :

$$R_e = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (3.10)$$

D'où :

- **D** : diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- **Re** : Nombre de Reynolds ; nous avons :
  - Si  $Re < 2000 \Rightarrow$  le régime est laminaire ;
  - Si  $2000 < Re < 4000 \Rightarrow$  le régime est critique ;
  - Si  $Re > 4000 \Rightarrow$  le régime est turbulent.

- $\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau ;
  - ✓ À 10°C :  $\nu = 1.31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ;
  - ✓ À 20°C :  $\nu = 1.00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  ;
  - ✓ À 30°C :  $\nu = 0.08 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ .

Viscosité cinématique de l'eau, prise égale à  $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  à une température de 20°C.

- $\varepsilon$  : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.
  - ✓ **Pour les tubes en PEHD :**
    - $\varepsilon = 0.01$  ; si  $D < 200 \text{ mm}$ ;
    - $\varepsilon = 0.02$  ; si  $D > 200 \text{ mm}$ .

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha \cdot t \quad (3.11)$$

- $\varepsilon_0$  : Rugosité absolue des tuyaux neufs.
- $\alpha$ : Coefficient de vieillissement déterminé par l'abaque de M.PETER LAMON.  
 $\alpha = 0.036 \text{ mm/ans}$ , qui correspond à la zone de faible agressivité.
- $t$  : Temps de service = 25 ans.

✓ **Pour les tubes en PEHD :**

- $\varepsilon_0 = 0.01$  si  $D \leq 200 \text{ mm}$ .
- $\varepsilon_0 = 0.02$  si  $D > 200 \text{ mm}$ .

✓ **Pour l'acier :**  $\varepsilon_0 = (0.003 - 0.1 \text{ mm})$

✓ **Pour la fonte :**  $\varepsilon_0 = (0.15 - 0.25 \text{ mm})$

Dans le cas de notre étude les pertes de charge unitaires sont obtenues à partir de l'équation de **HAZEN WILIAMS** suivante :

$$J_u = 1,218 \cdot 10^{10} \frac{Q^{1.852}}{C_{hw}^{1.852} D^{4.871}} \quad (3.12)$$

Avec :

- $J_u$  : pertes de charges unitaire ;

- **D**: diamètre intérieure de la conduite en (mm) ;
- **Q** : débit de l'eau à véhiculer en (l/s) ;
- **Chw** : coefficient de **HAZEN WILLIAMS** qui dépend de la nature de la paroi interne de la conduite.

✓ **Chw = 136** , pour une conduite neuve ;

✓ **Chw = 95** , pour une conduite vétuste.

Dans notre cas, la perte de charge linéaire est donnée par la formule suivante :

$$J_L = j_u * L \quad (3.13)$$

Avec :

- **j<sub>u</sub>** : la perte de charge unitaire ;
- **L** : la longueur de la conduite en (m).

#### 3.4.3.2) Les pertes de charges singulières (J<sub>s</sub>)

Elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires :

$$J_S = 0,15 * J_L \quad (3.14)$$

#### 3.4.3.3) Les pertes de charges totales (J<sub>T</sub>)

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières:

$$J_T = J_S + J_L = 1,15 * J_L \quad (3.15)$$

#### 3.4.4) Détermination de la hauteur géométrique (H<sub>géo</sub>)

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

$$H_{géo} = C_a - C_d \quad (3.16)$$

Où :

- **C<sub>a</sub>** : cote arrivée (m) ;
- **C<sub>d</sub>** : cote départ (m).

### 3.4.5) Détermination de la hauteur manométrique (Hmt)

La hauteur manométrique totale présente la somme de la hauteur géométrique et la perte de charge totale le long de la conduite.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{Hmt = H_{géo} + J_T} \quad (3.17)$$

Où :

- $\mathbf{H_{géo}}$ : Hauteur géométrique (m) ;
- $\mathbf{J_T}$ : pertes de charges totales (m).

### 3.4.6) La puissance absorbée par la pompe

La puissance (P) absorbée par la pompe est définie comme étant le travail effectué pendant une unité de temps pour élever un débit Q à la hauteur manométrique totale (Hmt).

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{P = \frac{\rho * g * Q * Hmt}{\eta}} \quad (3.18)$$

Avec :

- $\mathbf{P}$  : puissance absorbée par la pompe (watt) ;
- $\mathbf{\rho}$  : masse volumique (kg/m<sup>3</sup>) ;
- $\mathbf{g}$  : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;
- $\mathbf{Q}$  : débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s) ;
- $\mathbf{Hmt}$  : hauteur manométrique totale (mce) ;
- $\mathbf{\eta}$  : Rendement de la pompe ( $0,7 \leq \eta \leq 0,8$ ).

### 3.4.7) Energie consommée par la pompe

Elle représente l'énergie électrique consommée par la pompe durant une année pour relever un débit Q à une hauteur Hmt. Elle se calcule comme suit :

$$\mathbf{E = 365 * P * t} \quad (3.19)$$

Avec :

- $\mathbf{E}$  : énergie consommée par la pompe (Kwh) ;

- **t** : temps de pompage journalier [18 à 20 heures / 24 heures] ;
- **P**: puissance de la pompe (KW).

**3.4.8) Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitations annuelles sont évalués par la relation ci-après :

$$F_{EX} = E * Pu \quad (3.20)$$

Où :

- **F<sub>EX</sub>** : frais d'exploitation (DA) ;
- **E** : énergie consommée par la pompe (Kwh) ;
- **Pu** : prix unitaire imposé par la SONELGAZ (DA / Kwh).

**3.4.9) Frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement se calculent comme suit :

$$F_{am} = P_{uc} * L * A \quad (3.21)$$

Où :

- **F<sub>am</sub>**: frais d'amortissement ;
- **P<sub>uc</sub>** : prix par mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pause, fourniture et terrassements ;
- **L**: longueur de la conduite ;
- **A** : annuité d'amortissement donnée par la formule :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n} + 1 \quad (3.22)$$

Avec :

- **i**: indice d'annuité = 8% (en ALGERIE) ;
- **n** : nombre d'années d'amortissement ( n = 30 ans).

**3.4.10) Calcul du bilan**

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{EX} + F_{am} \quad (3.23)$$

3.4.11) Calcul de la valeur maximale du Béliér

La valeur maximale du béliér est donnée par la formule suivante:

$$B = \frac{aV}{g} \quad (3.24)$$

Avec :

- $v$  : vitesse de l'eau (m/s) ;
- $g$  : l'accélération (m/s<sup>2</sup>) ;
- $a$  : célérité des ondes du béliér.

La célérité des ondes du béliér est donnée par la relation suivante :

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left( \frac{1}{K} + \frac{D}{Ee} \right)}} \quad (\text{m/s}) \quad (3.25)$$

Avec :

- $\rho$  : Masse volumique de l'eau= 10<sup>3</sup>(Kg/m<sup>3</sup>) ;
- $k$  : compressibilité volumique de l'eau ;
- $D$  : diamètre de la conduite ;
- $E$  : module de Joung de la paroi ;
- $e$  : épaisseur de la conduite (m).

Allievi a donné une valeur pratique pour la célérité des ondes  $a$  en (m/s), (Moussa, 2002).

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.9 + \frac{KD}{e}}} \quad (3.26)$$

- $K$  : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite est donnée par :  
 = **0,50** pour une conduite en acier ;  
 = **0,66** pour le PEHD ;  
 = **1,00** pour une conduite en fonte ;

- = **4,40** pour une conduite en amiante ciment ;
- = **33,00** pour une conduite en PVC.

Dans le cas d'une conduite en PEHD, (**Moussa, 2002**)

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + \frac{KD}{e}}} \quad (3.27)$$

### 3.4.12) Calcul de la pression maximale et minimale

#### ✚ Cas de surpression

La pression maximale dans une conduite est calculée par la relation ci-après :

$$P_{\max} = H_{\text{geo}} + B \quad (3.28)$$

- **B** : Valeur maximale du coup du bélier.

#### ✚ Cas de dépression

La pression minimale est calculée par la relation suivante :

$$P_{\min} = H_{\text{geo}} - B \quad (3.29)$$

### 3.5) Description du schéma d'adduction

Le point de départ de la chaîne d'adduction du présent projet est la station de traitement TAKSEBT qui est à une cote radier de 94 m. Cette dernière alimente par refoulement la station de reprise SR1 (500 m<sup>3</sup>) qui se situe au lieu-dit Takhoukht implantée à une cote de radier de 169 m sur un linéaire de L = 753 m. La SR1 alimente à son tour par refoulement la SR2 (500 m<sup>3</sup>) de Thala Khellil à une cote de radier de 410 m sur un linéaire de L = 3700 m. La SR2 transfère l'eau vers deux destinations différentes. La première destination est vers la SR3 projetée implantée à une cote radier de 188 m sur un linéaire L = 1730 m qui sera notre étude. La seconde est vers le reste du réseau non concerné par l'étude.

Ensuite, la SR3 projetée achemine l'eau par refoulement vers deux destinations. La première est vers le réservoir du village Tizi N'Tlakht (R2) situé à une cote radier de 334 m sur un linéaire de L = 1120 m. La seconde est vers la SR4 projetée située à une cote radier de 350 m sur un linéaire de L = 1200 m. La SR4 refoule vers le réservoir de tête projeté (R1) à une cote radier de 506 m sur une distance de L = 1120 m.

Enfin, le réservoir de tête projeté (R1) alimente gravitairement les réservoirs des trois villages à savoir Ait El Hadj (R3), Ait Khelfoun (R4) et Timeguenounine (R5) à des cotes radiers respectivement : 417, 417.5 et 374 m, sur des linéaires de 176, 187 et 682 m.

Le schéma synoptique de notre chaîne d'adduction est comme suit :

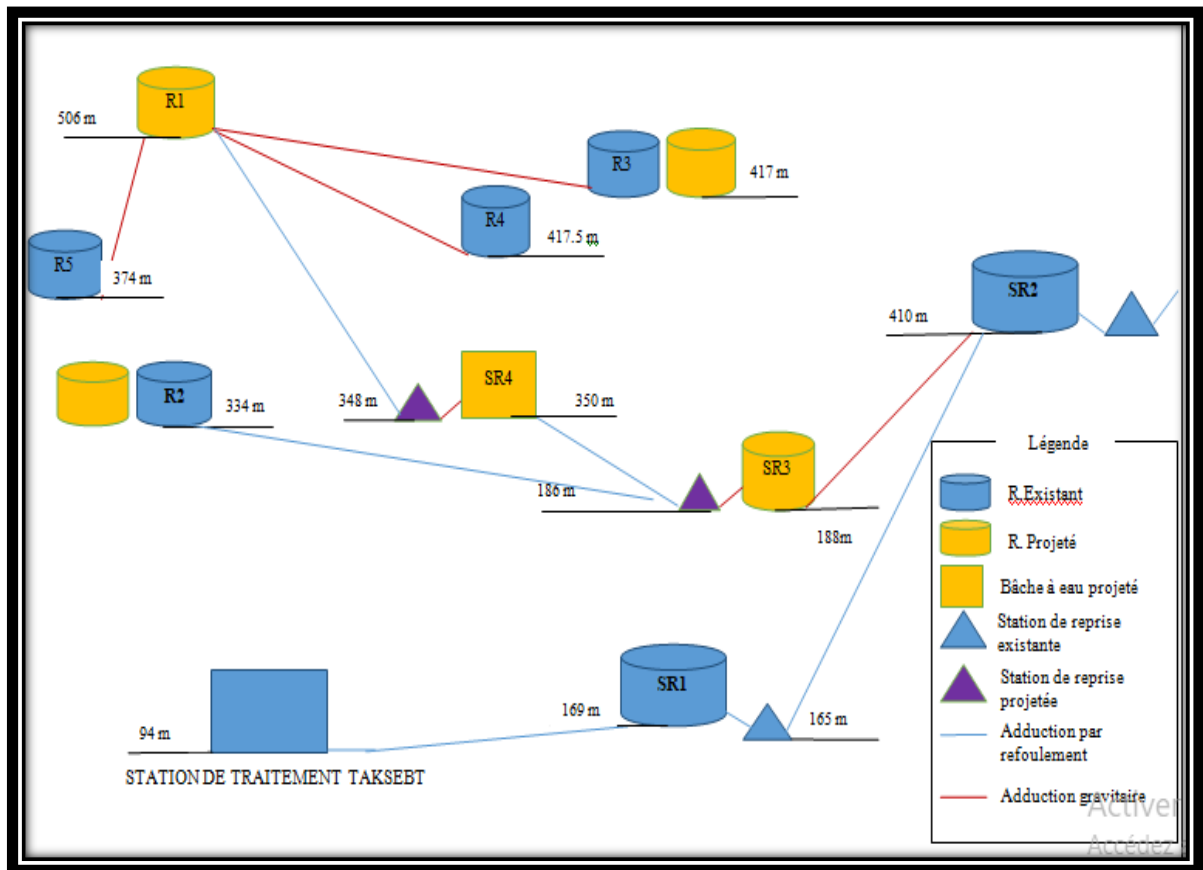


Figure 3.12 : Schéma synoptique de l'adduction étudiée

3.6) Dimensionnement du réseau d'adduction

3.6.1) Adduction gravitaire

➤ Tronçon SR2 -Thala Khellil → SR3- R transit projeté

Tableau 3.1 : Etude du tronçon SR2 Thala Khellil - SR3 projetée

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
	<b>DONNEES DU PROBLEME</b>				
1	Cote trop plein du réservoir source Cd	410			m
2	Cote trop plein du réservoir arrivé Ca	188			m
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	10.76			l/s
4	Longueur de la conduite L	1730			m
	<b>PHASE DE CALCUL</b>				
5	Hauteur géométrique Hgeo	222			m
6	Calcul du diamètre économique Deco	103.73			mm
7	Nature du matériau de la conduite k	Fonte ductile			
8	Introduire le diamètre normalisé DN	100	125	150	mm
9	Introduire l'épaisseur de la conduite e	4.8	4.8	5	mm
10	Calcul du diamètre intérieur Dint	90.4	115.4	140	
11	Introduire le coefficient K	1			
12	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1.37	0.88	0.61	m/sec
13	<b>TEST DE LA VITESSE</b>	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	
14	Coefficient de rugosité équivalent Chw	95	95	95	
15	Pertes de charge unitaire j <sub>u</sub>	0.064	0.019	0.008	m/ml
16	Pertes de charge linéaires J <sub>L</sub>	110.50	33.64	13.124	m
17	Pertes de charge singulières J <sub>s</sub>	16.58	5.05	1.969	m
18	Pertes de charge totales J <sub>T</sub>	127.08	38.69	15.093	m
19	Psol	94.92	183.31	206.91	m
20	Célérité de l'onde de choc a	1202.91			
21	Valeur du coup de bélier B	167.99			
22	Surpression maximale Pmax	38.99			Bars
23	Dépression maximale Pmin	5.4			Bars
24	Choix de la pression nominale PN	40			Bars

➤ Tronçon R de tête projeté (R1) → R Ait El Hadj (R3)

Tableau 3.2 : Etude du tronçon R1 - R3

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
	<b>DONNEES DU PROBLEME</b>				
1	Cote trop plein du réservoir source Cd	506			m
2	Cote trop plein du réservoir arrivé Ca	417			m
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	2.57			l/s
4	Longueur de la conduite L	176			m
	<b>PHASE DE CALCUL</b>				
5	Hauteur géométrique Hgeo	89			m
6	Calcul du diamètre économique Deco	50.695			mm
7	Nature du matériau de la conduite k	<b>PEHD</b>			
8	Introduire le diamètre normalisé DN	<b>50</b>	<b>63</b>	<b>75</b>	mm
9	Introduire l'épaisseur de la conduite e	3.7	4.6	5.8	mm
10	Calcul du diamètre intérieur Dint	42.6	53.8	63.4	
11	Introduire le coefficient K	0.66			
12	Vitesse d'écoulement de l'eau V	<b>1.31</b>	0.82	0.58	m/sec
13	<b>TEST DE LA VITESSE</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	
14	Coefficient de rugosité équivalent Chw	95			
15	Pertes de charge unitaire j <sub>u</sub>	0.176	0.056	0.025	m/ml
16	Pertes de charge linéaires J <sub>L</sub>	30.957	9.931	4.463	m
17	Pertes de charge singulières J <sub>s</sub>	4.644	1.49	0.669	m
18	Pertes de charge totales J <sub>T</sub>	35.60	11.42	5.133	m
19	<b>Psol</b>	53.31	<b>77.58</b>	<b>83.867</b>	<b>m</b>
20	Célérité de l'onde de choc a	422.863			
21	Valeur du coup de bélier B	56.468			
22	Surpression maximale Pmax	14.547			Bars
23	Dépression maximale Pmin	3.253			Bars
24	Choix de la pression nominale PN	<b>16</b>			Bars

➤ Tronçon R de tête projeté (R1) → R Ait Khelfoun (R4)

Tableau 3.3 : Etude du tronçon R1 – R4

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
	<b>DONNEES DU PROBLEME</b>				
1	Cote trop plein du réservoir source Cd	506			m
2	Cote trop plein du réservoir arrivé Ca	417.5			m
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	5.54			l/s
4	Longueur de la conduite L	187			m
	<b>PHASE DE CALCUL</b>				
5	Hauteur géométrique Hgeo	88.5			m
6	Calcul du diamètre économique Deco	74.43			mm
7	Nature du matériau de la conduite k	<b>PEHD</b>			
8	Introduire le diamètre normalisé DN	<b>63</b>	<b>75</b>	<b>90</b>	<b>mm</b>
9	Introduire l'épaisseur de la conduite e	7.1	8.4	10.1	mm
10	Calcul du diamètre intérieur Dint	48.8	58.2	69.8	
11	Introduire le coefficient K	0.66			
12	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1.76	<b>1.24</b>	0.86	m/sec
	<b>TEST DE LA VITESSE</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	
1	Coefficient de rugosité équivalent Chw	95			
13	Pertes de charge unitaire ju	0.376	0.160	0.066	m/ml
14	Pertes de charge linéaires JL	70.377	29.84	12.311	m
15	Pertes de charge singulières Js	10.557	4.48	1.847	m
16	Pertes de charge totales JT	80.934	34.315	14.158	m
17	Psol	7.66	54.185	74.342	m
18	Célérité de l'onde de choc a		525.27		
19	Valeur du coup de bélier B		66.395		
20	Surpression maximale Pmax		15.489		Bars
21	Dépression maximale Pmin		2.21		Bars
22	Choix de la pression nominale PN		<b>16</b>		Bars

➤ Tronçon R de tête projeté (R1) → R Timeguenounine (R5)

Tableau 3.4 : Etude du tronçon R1 - R5

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
	<b>DONNEES DU PROBLEME</b>				
1	Cote trop plein du réservoir source Cd	506			m
2	Cote trop plein du réservoir arrivé Ca	378			m
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	1.32			l/s
4	Longueur de la conduite L	682			m
	<b>PHASE DE CALCUL</b>				
5	Hauteur géométrique Hgeo	128			m
6	Calcul du diamètre économique Deco	36.33			mm
7	Nature du matériau de la conduite k	<b>PEHD</b>			
8	Introduire le diamètre normalisé DN	<b>32</b>	<b>40</b>	<b>50</b>	mm
9	Introduire l'épaisseur de la conduite e	3.6	4.5	5.6	mm
10	Calcul du diamètre intérieur Dint	24.8	31	38.8	
11	Introduire le coefficient K	0.66			
12	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1.64	1.05	0.67	m/sec
13	<b>TEST DE LA VITESSE</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	
14	Coefficient de rugosité équivalent Chw	95			
15	Pertes de charge unitaire $j_u$	0.714	0.241	0.081	m/ml
16	Pertes de charge linéaires $J_L$	487.098	164.274	55.054	m
17	Pertes de charge singulières $J_s$	73.065	24.641	8.258	m
18	Pertes de charge totales $J_T$	560.163	188.915	63.312	m
19	<b>Psol</b>	<b>-428.163</b>	<b>-56.915</b>	<b>68.688</b>	<b>m</b>
20	Célérité de l'onde de choc a			525.270	
21	Valeur du coup de bélier B			35.875	
22	Surpression maximale Pmax			16.787	Bars
23	Dépression maximale Pmin			9.613	Bars
24	Choix de la pression nominale PN			<b>20</b>	Bars

3.6.2) Adduction par refoulement

➤ Tronçon SR3 projetée → SR4 projetée

Tableau 3.5 : Etude du tronçon SR3 projetée – SR4 projetée

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
	<b>DONNEES DU PROBLEME</b>				
1	Cote trop plein du réservoir source Cd	186			m
2	Cote trop plein du réservoir arrivé Ca	350			m
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	9.43			l/s
4	Longueur de la conduite L	1200			m
	<b>PHASE DE CALCUL</b>				
5	Hauteur géométrique Hgeo	164			m
6	Calcul du diamètre économique Deco	97.11			mm
7	Temps de pompage	20			mm
8	Prix du kilo watt-heure	137.74			Da
9	Le rendement de la pompe $\eta$	0.75			
10	Nature du matériau de la conduite k	<b>PEHD</b>			
11	<b>Choix des diamètres</b>	<b>90</b>	<b>110</b>	<b>125</b>	
12	Epaisseur des conduites	10.1	12.3	14	m/sec
13	Prix du mètre linéaire de la conduite Puc	792	1174	1519	
14	Introduire le coefficient K	0.66	0.66	0.66	mm
15	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1.48	0.99	0.77	m/sec
	<b>TEST DE LA VITESSE</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	
16	Introduire l'annuité A	0.08			
17	Coefficient de rugosité équivalent Chw	95			
18	Pertes de charge unitaire $j_u$	0.176	0.066	0.0355	m/ml
21	Pertes de charge linéaires $J_L$	211.573	79.204	42.591	m
22	Pertes de charge singulières $J_s$	31.736	11.881	6.389	m
23	Pertes de charge totales $J_T$	243.301	91.085	48.979	m
24	Hauteur manométrique totale Hmt	407.301	255.085	212.979	m
25	Célérité de l'onde de choc a	525.821	524.819	525.27	m/sec
26	Valeur du coup de bélier B	79.329	52.963	41.229	m
27	Puissance absorbée par la pompe P	50.239	31.463	26.269	Kw
28	Energie consommée par la pompe E	366746.762	229682.091	191769.591	
29	Frais d'exploitation annuels Fex	50515699.04	31636411.19	26414343.52	Da
30	Frais d'amortissement annuels Fam	76032	112704	145824	Da
31	<b>Dépenses totales annuelles</b>	<b>50591731.04</b>	<b>31749115.19</b>	<b>26560167.52</b>	<b>Da</b>
32	Surpression maximale Pmax			20.523	Bars
33	Dépression maximale Pmin			12.277	Bars
34	Choix de la pression nominale PN			<b>20</b>	Bars

➤ Tronçon SR4 projetée → R de tête projeté (R1)

Tableau 3.6 : Etude du tronçon SR4 projetée - R1

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
<b>DONNEES DU PROBLEME</b>					
1	Cote trop plein du réservoir source Cd	348			m
2	Cote trop plein du réservoir arrivé Ca	506			m
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	9.43			l/s
4	Longueur de la conduite L	1120			m
<b>PHASE DE CALCUL</b>					
5	Hauteur géométrique Hgeo	158			m
6	Calcul du diamètre économique Deco	97.11			mm
7	Temps de pompage	20			Heure
8	Prix du kilo watt-heure	137.74			Da
9	Le rendement de la pompe $\eta$	0.75			
10	Nature du matériau de la conduite k	<b>PEHD</b>			
<b>11</b>	<b>Choix des diamètres</b>	<b>90</b>	<b>110</b>	<b>125</b>	mm
12	Epaisseur des conduites	10.1	12.3	14	mm
13	Prix du mètre linéaire de la conduite Puc	792	1174	1519	Da
14	Introduire le coefficient K	0.66			
15	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1.48	0.99	0.77	m/sec
<b>TEST DE LA VITESSE</b>		<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	
16	Introduire l'annuité A	0.08			
17	Coefficient de rugosité équivalent Chw	95			
18	Pertes de charge unitaire $j_u$	0.176	0.019	0.01	m/ml
21	Pertes de charge linéaires $J_L$	197.468	21.542	11.558	M
22	Pertes de charge singulières $J_s$	29.62	3.231	1.734	M
23	Pertes de charge totales $J_T$	227.088	24.773	13.291	m
24	Hauteur manométrique totale Hmt	385.088	182.773	171.291	m
25	Célérité de l'onde de choc a	525.82	524.819	525.27	m/sec
26	Valeur du coup de bélier B	39.128	52.963	41.229	M
27	Puissance absorbée par la pompe P	47.498	22.544	21.128	Kw
28	Energie consommée par la pompe E	346739.02	164572.023	154233.065	
29	Frais d'exploitation annuels Fex	47759832.78	22668150.39	21244062.42	Da
30	Frais d'amortissement annuels Fam	70963.2	105190.4	136102.4	Da
<b>31</b>	<b>Dépenses totales annuelles</b>	<b>47830795.98</b>	<b>22773340.79</b>	<b>21380164.82</b>	<b>Da</b>
32	Surpression maximale Pmax			19.922	Bars
33	Dépression maximale Pmin			11.68	Bars
34	Choix de la pression nominale PN			<b>20</b>	Bars

➤ Tronçon SR3 projetée - R Tizi N'Tlakht (R2)

Tableau 3.7 : Etude du tronçon SR3 projetée - R2

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
	<b>DONNEES DU PROBLEME</b>				
1	Cote trop plein du réservoir source Cd	186			m
2	Cote trop plein du réservoir arrivé Ca	334			m
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	1.33			l/s
4	Longueur de la conduite L	1120			m
	<b>PHASE DE CALCUL</b>				
5	Hauteur géométrique Hgeo	148			m
6	Calcul du diamètre économique Deco	36.47			mm
7	Temps de pompage	20			Heure
8	Prix du kilo watt-heure	137.74			Da
9	Le rendement de la pompe $\eta$				
10	Nature du matériau de la conduite k		<b>PEHD</b>		
11	<b>Choix des diamètres</b>	<b>32</b>	<b>40</b>	<b>50</b>	mm
12	Epaisseur des conduites	3.6	4.5	5.6	mm
13	Prix du mètre linéaire de la conduite Puc	101	158	244	Da
14	Introduire le coefficient K	0.66			mm
15	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1.65	1.06	0.68	m/sec
	<b>TEST DE LA VITESSE</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	<b>La vitesse est correcte</b>	
16	Introduire l'annuité A	0.08			mm
17	Coefficient de rugosité équivalent Chw	95			
18	Pertes de charge unitaire $j_u$	0.724	0.244	0.082	m/ml
21	Pertes de charge linéaires $J_L$	811.186	273.572	91.684	m
22	Pertes de charge singulières $J_s$	121.678	41.036	13.753	m
23	Pertes de charge totales $J_T$	932.864	314.61	105.437	m
24	Hauteur manométrique totale Hmt	1080.864	462.61	253.437	m
25	Célérité de l'onde de choc a	562.09	562.09	560.584	m/sec
26	Valeur du coup de bélier B	94.80	60.67	38.73	m
27	Puissance absorbée par la pompe P	18.803	8.048	4.409	Kw
28	Energie consommée par la pompe E	137262.886	58748.283	32184.904	
29	Frais d'exploitation annuels Fex	18906589.96	8091988.542	4433148.713	Da
30	Frais d'amortissement annuels Fam	9049.6	14156.8	21862.4	Da
31	<b>Dépenses totales annuelles</b>	<b>18915639.56</b>	<b>8106145.34</b>	<b>4455011.113</b>	<b>Da</b>
32	Surpression maximale Pmax			18.673	Bars
33	Dépression maximale Pmin			10.927	Bars
34	Choix de la pression nominale PN			<b>20</b>	Bars

**Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné les conduites d'adduction (gravitaire et par refoulement), nous avons calculé les différents paramètres pour une étude technico-économique, ainsi que les dépenses totales annuelles de chaque type d'adduction.

Le diamètre et la pression normalisés de chaque tronçon sont illustrés dans le tableau (3.8) suivant :

**Tableau 3.8 : Récapitulatif des diamètres et des pressions normalisés de notre chaîne d'adduction**

Type d'adduction	Tronçon	Débit de dimensionnement (l/s)	DN (mm)	Matériau et PN
<b>Adduction gravitaire</b>	SR2 Thala Khelil– SR3 projetée	10.76	<b>100</b>	<b>Fonte PN 40</b>
<b>Adduction par refoulement</b>	SR3 projetée – R Tizi N'Tlakht (R2)	1.33	<b>50</b>	<b>PEHD PN 20</b>
<b>Adduction par refoulement</b>	SR3 projetée – SR4projetée	9.43	<b>125</b>	<b>PEHD PN 20</b>
<b>Adduction par refoulement</b>	SR4 projetée - R de tête projeté (R1)	9.43	<b>125</b>	<b>PEHD PN 20</b>
<b>Adduction gravitaire</b>	R de tête projeté (R1) – R Ait El Hadj (R3)	2.57	<b>50</b>	<b>PEHD PN 16</b>
<b>Adduction gravitaire</b>	R de tête projeté (R1) – R Ait Khelfoun (R4)	5.54	<b>75</b>	<b>PEHD PN 16</b>
<b>Adduction gravitaire</b>	R de tête projeté (R1) – R Timeguenounine (R5)	1.32	<b>50</b>	<b>PEHD PN 20</b>

***Chapitre 4 :***  
***Etude des réservoirs***

**Introduction**

Après avoir étudié les besoins en eau et l'adduction dans les chapitres précédents, nous nous intéressons dans ce chapitre, à l'étude des réservoirs. Dans le cas des réseaux d'eau, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre le réseau d'adduction et le réseau de distribution.

L'objectif de ce chapitre est de déterminer les capacités de stockage des réservoirs, leurs dimensions, leurs emplacements..., nécessaire pour satisfaire les besoins futurs de réseau étudié.

**4.1) Définition d'un réservoir**

Le réservoir est un ouvrage hydraulique qui assure le stockage de l'eau, Il permet essentiellement de réguler la pression et le débit entre la phase de production et la phase de consommation.

**4.2) Rôle d'un réservoir**

On peut regrouper les diverses fonctions des réservoirs sous deux rubriques principales :

**❖ Fonctions techniques**

- **Régulation de débit** : entre le régime d'adduction et le régime de distribution.
- **Régulation de pression** en tout point du réseau. Il permet de fournir une pression suffisante indépendamment de la consommation.
- **Simplification de l'exploitation** : la présence d'un réservoir permet l'arrêt momentané des équipements de production, de pompage et même du réseau pour réparations et maintenance.
- **Réacteur de traitement** : permet d'assurer un temps de contact avec un agent désinfectant.
- Permettre une sécurité en matière de protection contre l'incendie.

**❖ Fonctions économiques :**

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production.
- Réduction des investissements sur les réseaux de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie.

**4.3) Classification des réservoirs**

Les réservoirs peuvent être classés selon :

- ❖ La nature des matériaux utilisés :
  - Les réservoirs métalliques ;
  - Les réservoirs en maçonnerie ;
  - Les réservoirs en béton armé ou en béton précontraint.
  
- ❖ La forme :
  - Les réservoirs circulaires ;
  - Les réservoirs carrés ;
  - Les réservoirs rectangulaires;
  - Les réservoirs de forme quelconques (sphériques, coniques).

Généralement, la forme des réservoirs est circulaire, et est rarement carrée ou rectangulaire.

- ❖ La topographie de l'emplacement du réservoir :
  - Réservoirs enterrés ;
  - Réservoirs semi-enterrés ;
  - Réservoirs surélevés.



**Figure 4.1 : Réservoir surélevé**



**Figure 4.2 : Réservoir posé au sol**



Figure 4.3 : Réservoir enterré

Dans notre cas, nos réservoirs sont **posés au sol**, en **béton armé** et de **forme circulaire**.

#### 4.4) Emplacement des réservoirs

Le meilleur des réservoirs n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie, afin de réaliser un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et moins onéreux, pour cela on est amené à respecter les conditions suivantes :

- Le réservoir d'eau doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter.
- La cote du radier doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique exigée dans le réseau pour assurer une alimentation de simple gravité.
- Eviter d'avoir des pressions trop importantes sur les points les plus bas du réseau.
- La topographie et la nature du sol jouent un rôle important dans le choix de l'emplacement d'un réservoir. Il est indispensable, en effet, d'établir un réservoir sur un sol parfaitement résistant.

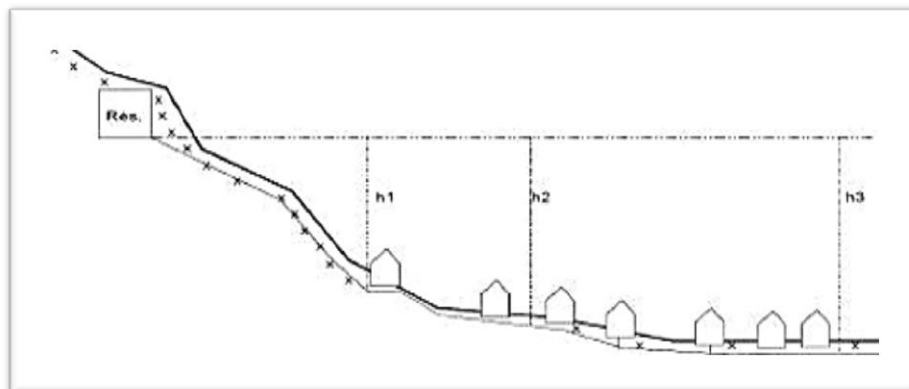


Figure 4.4 : Emplacement d'un réservoir

#### **4.5) Choix du type du réservoir**

Le choix de type du réservoir est basé sur les avantages suivants :

- Économie sur les frais de construction ;
- Étanchéité plus facile à réaliser ;
- Étude architecturale très simplifiée ;
- Conservation de la température constante de l'eau emmagasinée.

L'utilisation de réservoir circulaire, semi enterré répond bien aux différents problèmes technico-économique.

#### **4.6) Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir**

Un bon réservoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Résistance** : le réservoir doit équilibrer en toutes ces parties les efforts auxquels il est soumis.
- **Etanchéité** : les parois de réservoir doivent être étanches pour éviter les fuites d'eau
- **Durabilité** : le réservoir doit durer dans le temps ; dans ce cas le béton doit conserver ces propriétés initiales.

#### **4.7) Equipements hydrauliques des réservoirs**

Un réservoir doit être équipé par :

- Conduite d'adduction (conduite d'arrivée) ;
- Conduite de distribution (conduite de départ) ;
- Conduite de vidange ;
- Conduite de trop plein ;
- Conduite by-pass entre adduction et distribution ;
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

**4.7.1) Conduite d'adduction (conduite d'arrivée)**

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal.

- ✓ Obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire.
- ✓ Un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

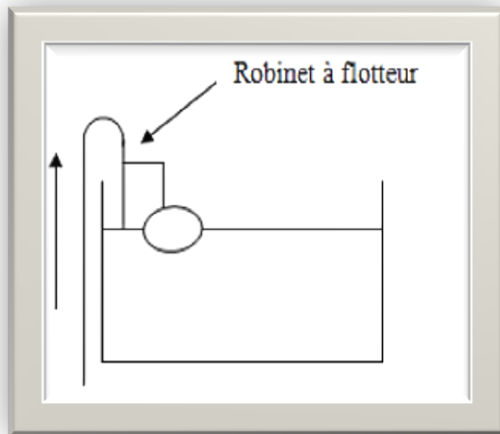


Figure 4.5 : Adduction avec chute libre

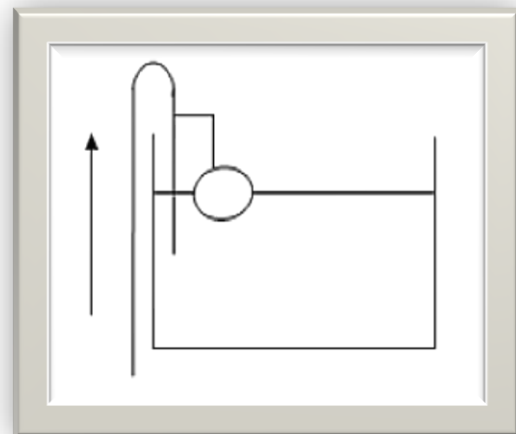


Figure 4.6 : Adduction noyée

**4.7.2) Conduite de distribution (conduite de départ)**

Le départ de la distribution sera disposé à l'opposé de l'arrivée pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, cette conduite sera placée à quelque 20 cm au-dessus du fond pour éviter l'entraînement des dépôts. L'orifice du départ est muni d'une crépine pour empêcher la pénétration des matières en suspension.

Le schéma de distribution ou de départ est représenté dans la figure ci-dessous :

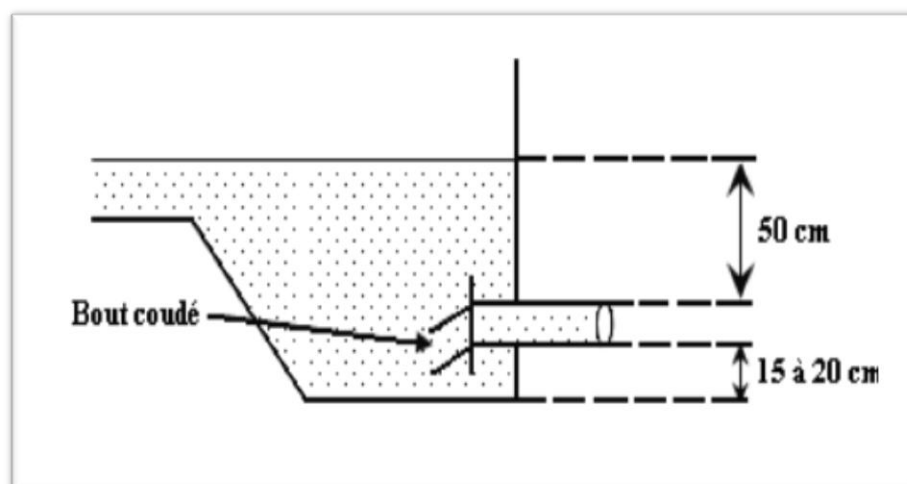


Figure 4.7 : Conduite de distribution

### 4.7.3) La conduite de trop plein

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteints a limite maximale ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, la canalisation de trop plein débouchera à un exutoire voisin. Afin d'éviter la pollution ou une introduction d'animaux qui pourrait pénétrer dans le réservoir, on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon avec une garde d'eau suffisante.

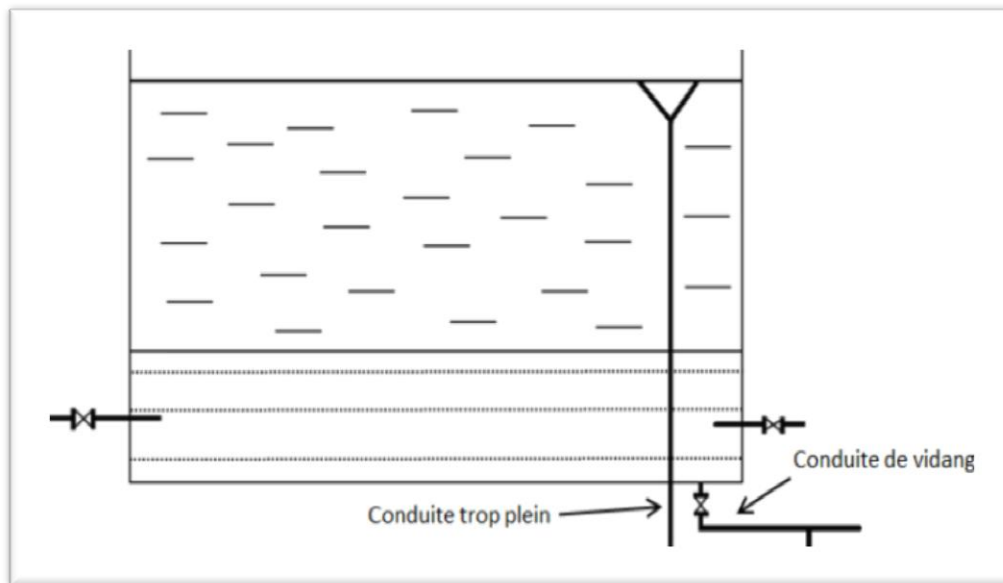


Figure 4.8 : Conduite de trop-plein

### 4.7.4) Conduite de vidange

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

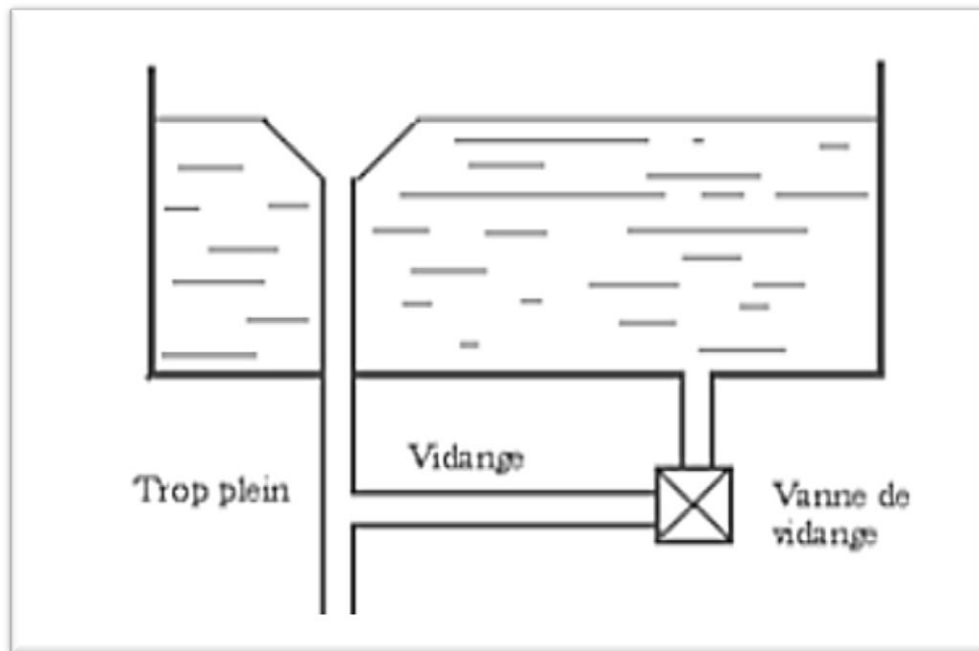


Figure 4.9 : Schéma trop-plein et vidange

#### 4.7.5) Conduite de By-pass

Le By-pass est un dispositif reliant la conduite d'amenée d'eau à la conduite de départ, on l'utilise lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange ou la réparation du réservoir.

- En temps normal 1 et 3 sont ouvertes et la 2 est fermée.
- En By-pass on ferme 1 et 3 et on ouvre 2.

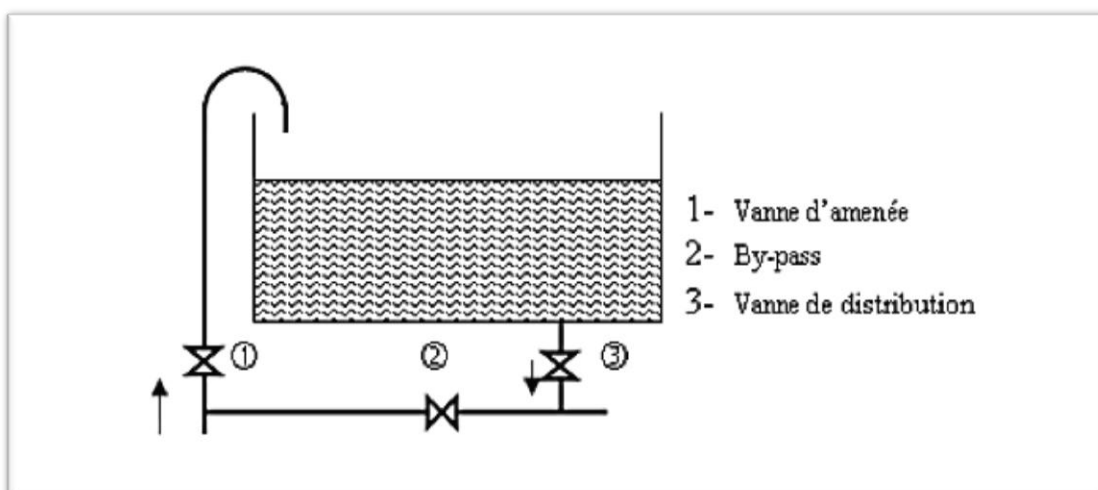


Figure 4.10 : Système By-pass

4.7.6) Système de matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels sinistres (incendies). Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution nous adopterons un dispositif qui est schématisé dans la figure (4.11) et qui fonctionne de la manière suivante :

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

Le schéma de la matérialisation de la réserve d'incendie est présenté dans la figure (4.11) :

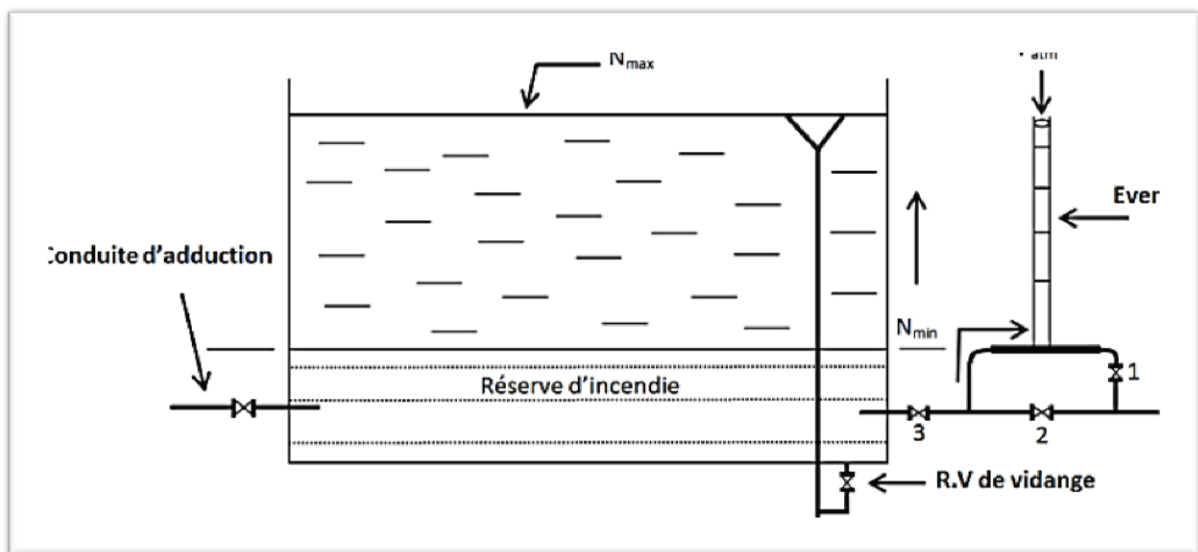


Figure 4.11 : Matérialisation de la réserve d'incendie

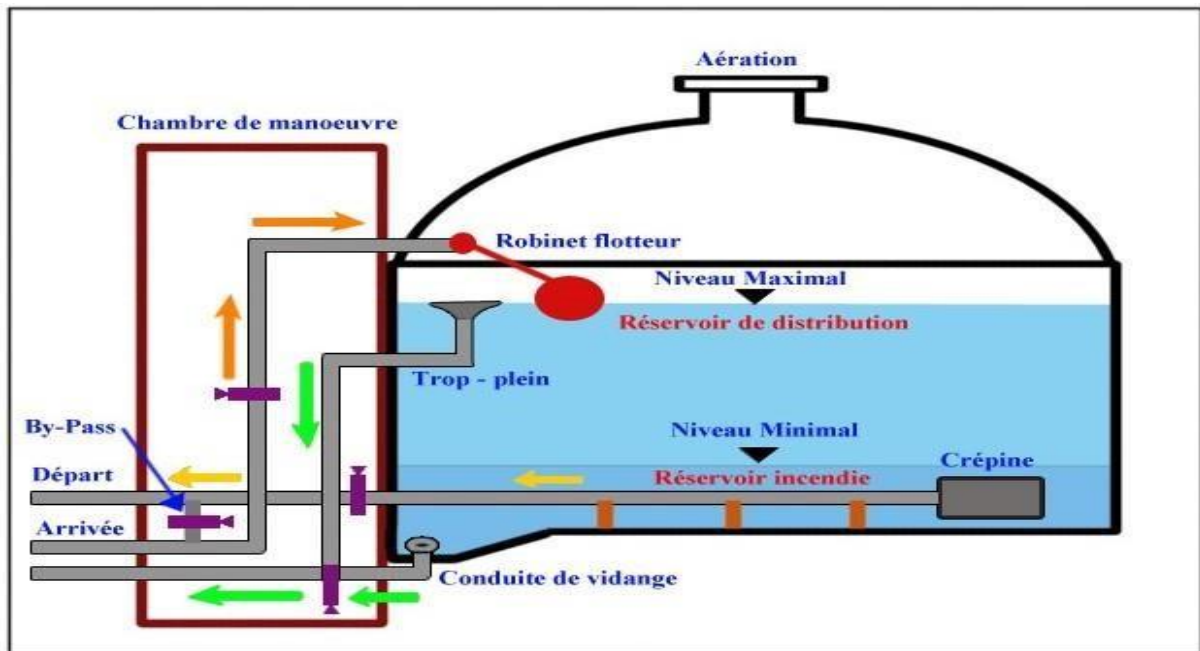


Figure 4.12 : Schéma général d'un réservoir d'eau

#### 4.8) Entretien des réservoirs

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures, ainsi que les phénomènes de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparation éventuelles des parois ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés.

#### 4.9) Hygiène et sécurité

Les réservoirs d'eau potable doivent être couverts, la couverture protège l'eau contre les variations de température et contre l'introduction de corps étrangers.

- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre afin de laisser la lumière.

- Avoir les robinets de puisage et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements nécessaires aux contrôles des eaux de consommation.
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel exploitant).
- Etre aérés par des orifices de grillage.

#### 4.10) Capacité des réservoirs

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité de stockage suffisante. Elle est définie comme étant la capacité correspondante à une journée de consommation, augmentée de la réserve d'incendie. Elle doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, du régime d'approvisionnement et de distribution.

Le calcul de la capacité se fait par deux méthodes :

- Méthode graphique ;
- Méthode analytique.

##### ❖ Méthode graphique

C'est une méthode rapprochée à la méthode analytique. Elle tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir de coefficients de variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports. On trace, sur un même graphique, les courbes cumulées des débits d'apports et de consommation en fonction du temps. Le volume maximal de stockage est obtenu en sommant en valeur absolue les écarts des deux extremums par rapport à la courbe d'apport.

$$P_{\max} = |\Delta V_{+}| + |\Delta V_{-}| \quad (4.1)$$

##### ❖ Méthode analytique

Cette méthode consiste à déterminer les excès ( $\Delta V_{+}$ ) et les insuffisances ( $\Delta V_{-}$ ) d'eau pendant les différentes heures de la journée en coefficients horaires ( $a_h$ ) qui varient suivant les différentes heures de desserte et l'importance de la population.

Généralement, on utilise les coefficients de distribution suivants :

- de 6 heures à 7 heures =  $a$  ;
- de 7 heures à 11 heures =  $3,5a$  ;
- de 11 heures à 16 heures =  $0,4a$  ;
- de 16 heures à 18 heures =  $2a$  ;
- de 18 heures à 22 heures =  $0,5a$  ;
- de 22 heures à 6 heures =  $0,125a$ .

Le volume total du réservoir est correspondu à la somme de la plus grand excès ( $\Delta V^+ \max$ ) de la journée avec le plus grand déficit ( $\Delta V^- \max$ ) d'un autre moment de cette journée, à laquelle on doit ajouter la réserve d'incendie, nous donne le volume du réservoir et s'écrit :

$$V_r = |\Delta V^+ \max| + |\Delta V^- \max| + V_{ri} \quad (4.2)$$

Avec :

- $V_r$  : Volume total du réservoir en ( $m^3$ ) ;
- $\Delta V$  : Volume apport (volume max journalier) – volume consommé en ( $m^3$ ) ;
- $V_{ri}$  : Volume de la réserve d'incendie en ( $m^3$ ).

Avant tout, il y a lieu de choisir un régime de variation de l'alimentation des réservoirs :

- Soit une adduction continue de débit horaire constant égal à ( $a = Q_{\max,j} / 24$ ) ;
- Soit un pompage variable durant les 24 heures de la journée ;
- Soit un pompage de nuit (de durée 10h seulement ; de 20h à 6h) de débit horaire égal à ( $2.4 a = Q_{\max,j} / 10$ ).

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

Le débit moyen horaire « a » est calculé à partir de la relation suivante :

$$a = \frac{Q_{\max,j}}{24} \quad (4.3)$$

**4.11) Dimensionnement du réservoir****➤ Section de réservoir projeté**

Elle déterminée par la formule suivante :

$$V_r = S.h \quad \Longrightarrow \quad S = \frac{V_r}{h} \quad (4.4)$$

Avec :

- **V<sub>r</sub>** : Volume du réservoir projeté en (m<sup>3</sup>) ;
- **S** : section de réservoir en (m<sup>2</sup>) ;
- **h** : Hauteur de la colonne d'eau = 4 m.

**➤ Diamètre du réservoir**

Le diamètre du réservoir sera déterminé par la formule :

$$D = \sqrt{\frac{4 V_r}{\pi . h}} \quad (4.5)$$

Avec :

- **D** : Diamètre du réservoir en (m).

**➤ Hauteur de la réserve d'incendie**

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

$$H_{inc} = \frac{4 . V_{inc}}{\pi . D^2} \quad (4.6)$$

Avec :

- **H<sub>inc</sub>**: hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir en (m) ;
- **V<sub>inc</sub>**: le volume de la réserve d'incendie égale à 120 m<sup>3</sup>.

4.12) Détermination de la capacité des réservoirs

4.12.1) Dimensionnement de la SR3 projetée

a) Méthode analytique

La station de reprise (SR3) est alimentée gravitairement par la SR2 de Thala Khellil avec un  $Q_{max,j} = 929.69 \text{ m}^3/j$ , laquelle alimente par refoulement la SR4 et le réservoir de Tizi N'Tlakht (R2).

Cette station a une arriv e et deux sorties :

➤ A l'arriv e :

Le débit horaire est :

$$a = \frac{929.69}{24} = 38.74 \text{ m}^3/h$$

➤ A la sortie :

Les débits horaires sont :

$$a_1 = \frac{814.43}{24} = 33.93 \text{ m}^3/h$$

$$a_2 = \frac{115.26}{24} = 4.80 \text{ m}^3/h$$

Le dimensionnement de SR3 est illustr e par le tableau (4.1)

Tableau 4.1 : Calcul de la capacité de SR3

Heures	Arriv�e	Arriv�e en m <sup>3</sup>	Arriv�e cumulée en m <sup>3</sup>	Sortie 1	Sortie1 en m <sup>3</sup>	Sortie 1 cumulée en m <sup>3</sup>	Sortie 2	Sortie 2 en m <sup>3</sup>	Sortie2 cumulée en m <sup>3</sup>	Déficit en m <sup>3</sup>
00h-01h	a	38.74	38.74	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	40.72	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	5.76	-7.74
01h-02h	a	38.74	77.48	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	81.43	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	11.52	-15.47
02h-03h	a	38.74	116.22	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	122.15	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	17.28	-23.21
03h-04h	a	38.74	154.96	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	162.86	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	23.04	-30.94
04h-05h	a	38.74	193.70	0	0	162.86	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	28.80	2.04
05h-06h	a	38.74	232.44	0	0	162.86	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	34.56	35.02
06h-07h	a	38.74	271.18	0	0	162.86	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	40.32	68.00
07h-08h	a	38.74	309.92	0	0	162.86	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	46.08	100.98
08h-09h	a	38.74	348.66	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	203.58	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	51.84	93.24
09h-10h	a	38.74	387.40	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	244.30	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	57.60	85.50
10h-11h	a	38.74	426.14	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	285.01	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	63.36	77.77

11h-12h	a	38.74	464.88	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	325.73	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	69.12	70.03
12h-13h	a	38.74	503.62	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	366.44	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	74.88	62.30
13h-14h	a	38.74	542.36	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	407.16	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	80.64	54.56
14h-15h	a	38.74	581.10	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	447.88	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	86.40	46.82
15h-16h	a	38.74	619.84	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	488.59	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	92.16	39.09
16h-17h	a	38.74	658.58	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	529.31	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	97.92	31.35
17h-18h	a	38.74	697.32	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	570.02	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	103.68	23.62
18h-19h	a	38.74	736.06	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	610.74	0	0	103.68	21.64
19h-20h	a	38.74	774.80	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	651.46	0	0	103.68	19.66
20h-21h	a	38.74	813.54	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	692.17	0	0	103.68	17.69
21h-22h	a	38.74	852.28	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	732.89	0	0	103.68	15.71
22h-23h	a	38.74	891.02	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	773.60	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	109.44	7.98
23h-24h	a	38.74	929.76	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	814.32	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	115.20	0.24

✚ Le volume réel de réservoir est :

$$V_r = |100.98| + |-30.94|$$

$$V_r = 131.92 \text{ m}^3$$

D'où :

La capacité du réservoir à projeter sera de **150 m<sup>3</sup>**

#### b) Méthode graphique

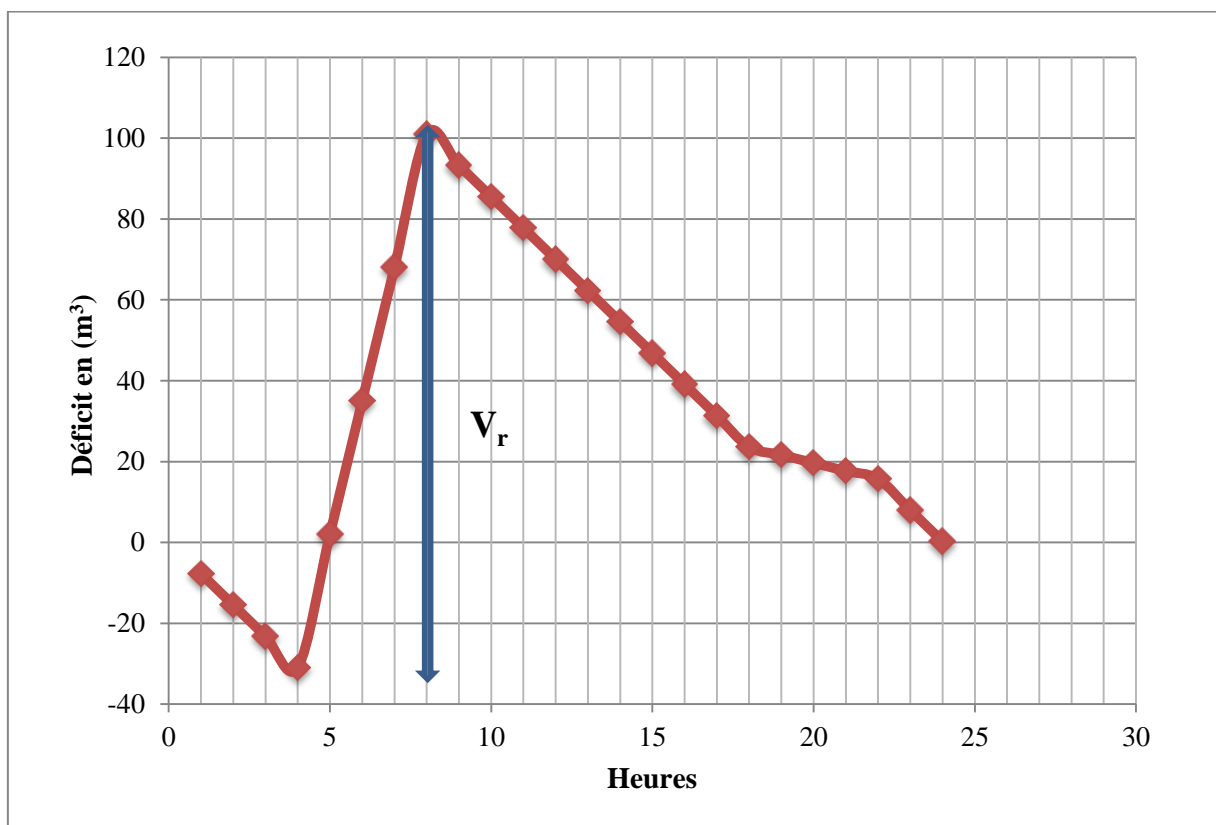


Figure 4.13 : Capacité graphique du SR3

❖ Calcul des dimensions de réservoir

➤ Le diamètre du réservoir

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_r}{\pi \times 4}}$$

D'où : 
$$D = \sqrt{\frac{4 \times 150}{\pi \times 4}}$$

Donc :  $D = 6.91 \text{ m}$

4.12.2) Dimensionnement de la SR4 projetée

a) Méthode analytique

La station de reprise (SR4) est alimentée par refoulement à partir de la station SR3 projetée avec un débit de  $Q_{\max,j} = 814.43 \text{ m}^3/\text{j}$ . Elle assure une adduction par refoulement vers le réservoir de tête (R1).

Cette station a une arrivée et une sortie

Le débit horaire est :

$$a_1 = 33.93 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le dimensionnement de SR4 est illustré par le tableau (4.2)

Tableau 4.2 : Calcul de la capacité de SR4

Heures	Arrivée	Arrivée en $\text{m}^3$	Arrivée cumulée en $\text{m}^3$	Sortie 1	Sortie en $\text{m}^3$	Sortie cumulée en $\text{m}^3$	Déficit
00h-01h	1.2 $a_1$	40.72	40.72	0	0	0	40.72
01h-02h	1.2 $a_1$	40.72	81.43	0	0	0	81.43
02h-03h	1.2 $a_1$	40.72	122.15	0	0	0	122.15
03h-04h	1.2 $a_1$	40.72	162.86	0	0	0	162.86
04h-05h	0	0	162.86	1.2 $a_1$	40.72	40.72	122.15
05h-06h	0	0	162.86	1.2 $a_1$	40.72	81.43	81.43
06h-07h	0	0	162.86	1.2 $a_1$	40.72	122.15	40.72
07h-08h	0	0	162.86	1.2 $a_1$	40.72	162.86	0
08h-09h	1.2 $a_1$	40.72	203.58	1.2 $a_1$	40.72	203.58	0
09h-10h	1.2 $a_1$	40.72	244.30	1.2 $a_1$	40.72	244.30	0
10h-11h	1.2 $a_1$	40.72	285.01	1.2 $a_1$	40.72	285.01	0
11h-12h	1.2 $a_1$	40.72	325.73	1.2 $a_1$	40.72	325.73	0

12h-13h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	366.44	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	366.44	0
13h-14h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	407.16	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	407.16	0
14h-15h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	447.88	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	447.88	0
15h-16h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	488.59	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	488.59	0
16h-17h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	529.31	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	529.31	0
17h-18h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	570.02	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	570.02	0
18h-19h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	610.74	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	610.74	0
19h-20h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	651.46	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	651.46	0
20h-21h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	692.17	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	692.17	0
21h-22h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	732.89	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	732.89	0
22h-23h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	773.60	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	773.60	0
23h-24h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	814.32	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	814.32	0

✚ Le volume réel de réservoir est :

$$V_r = 162.86 \text{ m}^3$$

D'où :

La capacité du réservoir à projeter sera de **150 m<sup>3</sup>**

c) Méthode graphique

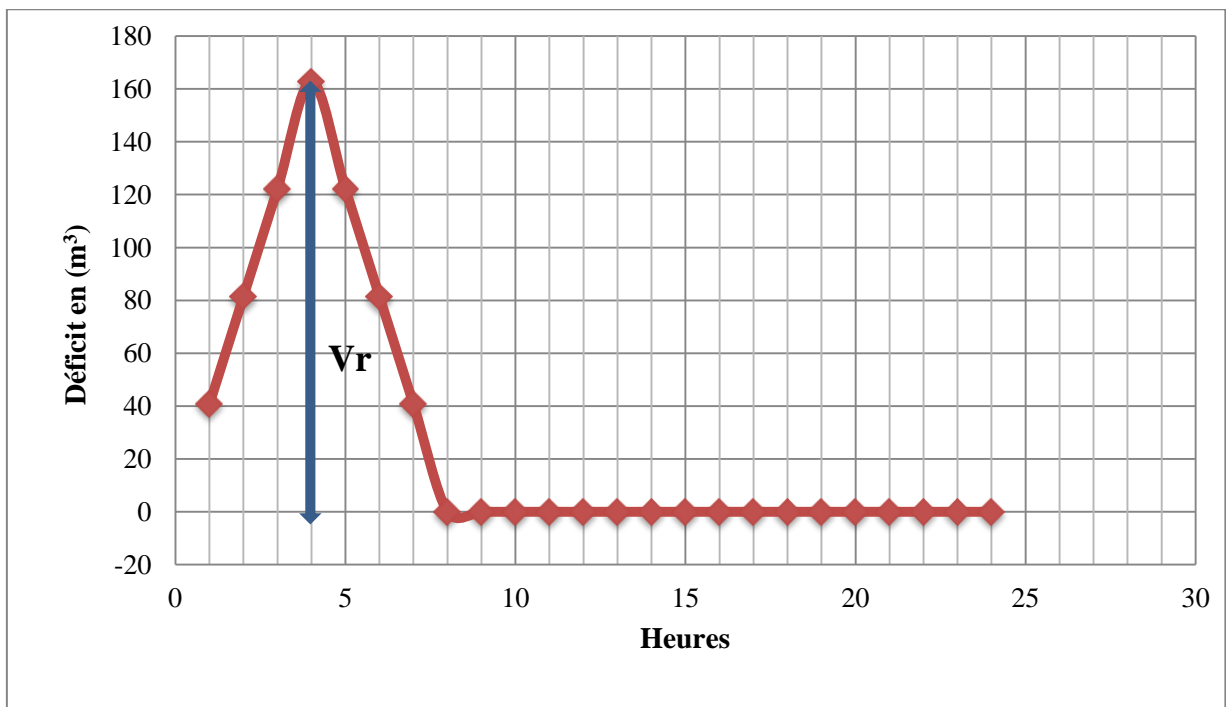


Figure 4.14 : Capacité graphique du SR4

❖ **Calcul des dimensions de réservoir**

➤ **Le diamètre du réservoir**

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Vr}{\pi \times 4}}$$

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 150}{\pi \times 4}}$$

Donc :  $D = 6.91 \text{ m}$

**4.12.3) Dimensionnement du réservoir de tête (R1) projeté**

**a) Méthode analytique**

Le réservoir de tête (R1) assure une distribution pour les trois villages Ait El Hadj :  $Q_{\max,j} = 222.26 \text{ m}^3/j$ , Ait Khelfoun :  $Q_{\max,j} = 478.5 \text{ m}^3/j$ , Timeguenounine :  $Q_{\max,j} = 113.66 \text{ m}^3/j$  ; par le système de refoulement avec un débit de  $Q_{\max,j} = 814.43 \text{ m}^3/j$

Ce réservoir a une arrivée et trois sorties

➤ **A l'arrivée :**

Le débit horaire est :

$$a_1 = 33.93 \text{ m}^3/h$$

➤ **A la sortie :**

Les débits horaires sont :

$$a_3 = \frac{222.26}{24} = 9.26 \text{ m}^3/h$$

$$a_4 = \frac{478.5}{24} = 19.94 \text{ m}^3/h$$

$$a_5 = \frac{113.66}{24} = 4.74 \text{ m}^3/h$$

Le dimensionnement de R1 est illustré par le tableau (4.3)

Tableau 4.3 : Calcul de la capacité du réservoir R1

Heures	Arrivée	Arrivée en m <sup>3</sup>	Arrivée cumulée en m <sup>3</sup>	Sortie 1	Sortie1 en m <sup>3</sup>	Sortie1 cumulée en m <sup>3</sup>	Sortie 2	Sortie2 en m <sup>3</sup>	Sortie2 cumulée en m <sup>3</sup>	Sortie 3	Sortie3 en m <sup>3</sup>	Sortie3 cumulée en m <sup>3</sup>	Déficit
00h-01h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	40.72	a <sub>3</sub>	9.26	9.26	a <sub>4</sub>	19.94	19.94	a <sub>5</sub>	4.74	4.74	6.78
01h-02h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	80.43	a <sub>3</sub>	9.26	18.52	a <sub>4</sub>	19.94	39.88	a <sub>5</sub>	4.74	9.48	13.55
02h-03h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	122.15	a <sub>3</sub>	9.26	27.78	a <sub>4</sub>	19.94	59.82	a <sub>5</sub>	4.74	14.22	20.33
03h-04h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	162.86	a <sub>3</sub>	9.26	37.04	a <sub>4</sub>	19.94	79.76	a <sub>5</sub>	4.74	18.96	27.10
04h-05h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	203.58	a <sub>3</sub>	9.26	46.30	a <sub>4</sub>	19.94	99.70	a <sub>5</sub>	4.74	23.70	33.88
05h-06h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	244.30	a <sub>3</sub>	9.26	55.56	a <sub>4</sub>	19.94	119.64	a <sub>5</sub>	4.74	28.44	40.66
06h-07h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	285.01	a <sub>3</sub>	9.26	64.82	a <sub>4</sub>	19.94	139.58	a <sub>5</sub>	4.74	33.18	47.43
07h-08h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	325.73	a <sub>3</sub>	9.26	74.08	a <sub>4</sub>	19.94	159.52	a <sub>5</sub>	4.74	37.92	54.21
08h-09h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	366.44	a <sub>3</sub>	9.26	83.34	a <sub>4</sub>	19.94	179.46	a <sub>5</sub>	4.74	42.66	60.98
09h-10h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	407.16	a <sub>3</sub>	9.26	92.60	a <sub>4</sub>	19.94	199.40	a <sub>5</sub>	4.74	47.40	67.76
10h-11h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	447.88	a <sub>3</sub>	9.26	101.86	a <sub>4</sub>	19.94	219.34	a <sub>5</sub>	4.74	52.14	74.54
11h-12h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	488.59	a <sub>3</sub>	9.26	111.12	a <sub>4</sub>	19.94	239.28	a <sub>5</sub>	4.74	56.88	81.31
12h-13h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	529.31	a <sub>3</sub>	9.26	120.38	a <sub>4</sub>	19.94	259.22	a <sub>5</sub>	4.74	61.62	88.09
13h-14h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	570.02	a <sub>3</sub>	9.26	129.64	a <sub>4</sub>	19.94	279.16	a <sub>5</sub>	4.74	66.36	94.86
14h-15h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	610.74	a <sub>3</sub>	9.26	138.90	a <sub>4</sub>	19.94	299.10	a <sub>5</sub>	4.74	71.10	101.64
15h-16h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	651.46	a <sub>3</sub>	9.26	148.16	a <sub>4</sub>	19.94	319.04	a <sub>5</sub>	4.74	75.84	108.42
16h-17h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	692.17	a <sub>3</sub>	9.26	157.42	a <sub>4</sub>	19.94	338.98	a <sub>5</sub>	4.74	80.58	115.19
17h-18h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	732.89	a <sub>3</sub>	9.26	166.68	a <sub>4</sub>	19.94	358.92	a <sub>5</sub>	4.74	85.32	121.97
18h-19h	0	0	732.89	a <sub>3</sub>	9.26	175.94	a <sub>4</sub>	19.94	378.86	a <sub>5</sub>	4.74	90.06	88.03
19h-20h	0	0	732.89	a <sub>3</sub>	9.26	185.20	a <sub>4</sub>	19.94	398.80	a <sub>5</sub>	4.74	94.80	54.09
20h-21h	0	0	732.89	a <sub>3</sub>	9.26	194.46	a <sub>4</sub>	19.94	418.74	a <sub>5</sub>	4.74	99.54	20.15
21h-22h	0	0	732.89	a <sub>3</sub>	9.26	203.72	a <sub>4</sub>	19.94	438.68	a <sub>5</sub>	4.74	104.28	-13.79
22h-23h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	773.60	a <sub>3</sub>	9.26	212.98	a <sub>4</sub>	19.94	458.62	a <sub>5</sub>	4.74	109.02	-7.02
23h-24h	1.2 a <sub>1</sub>	40.72	814.32	a <sub>3</sub>	9.26	222.24	a <sub>4</sub>	19.94	478.56	a <sub>5</sub>	4.74	113.76	-0.24

✚ Le volume réel de réservoir est :

$$V_r = |121.97| + |-13.79|$$

$$V_r = 135.76 \text{ m}^3$$

On optera un réservoir de capacité 150 m<sup>3</sup>.

b) Méthode graphique

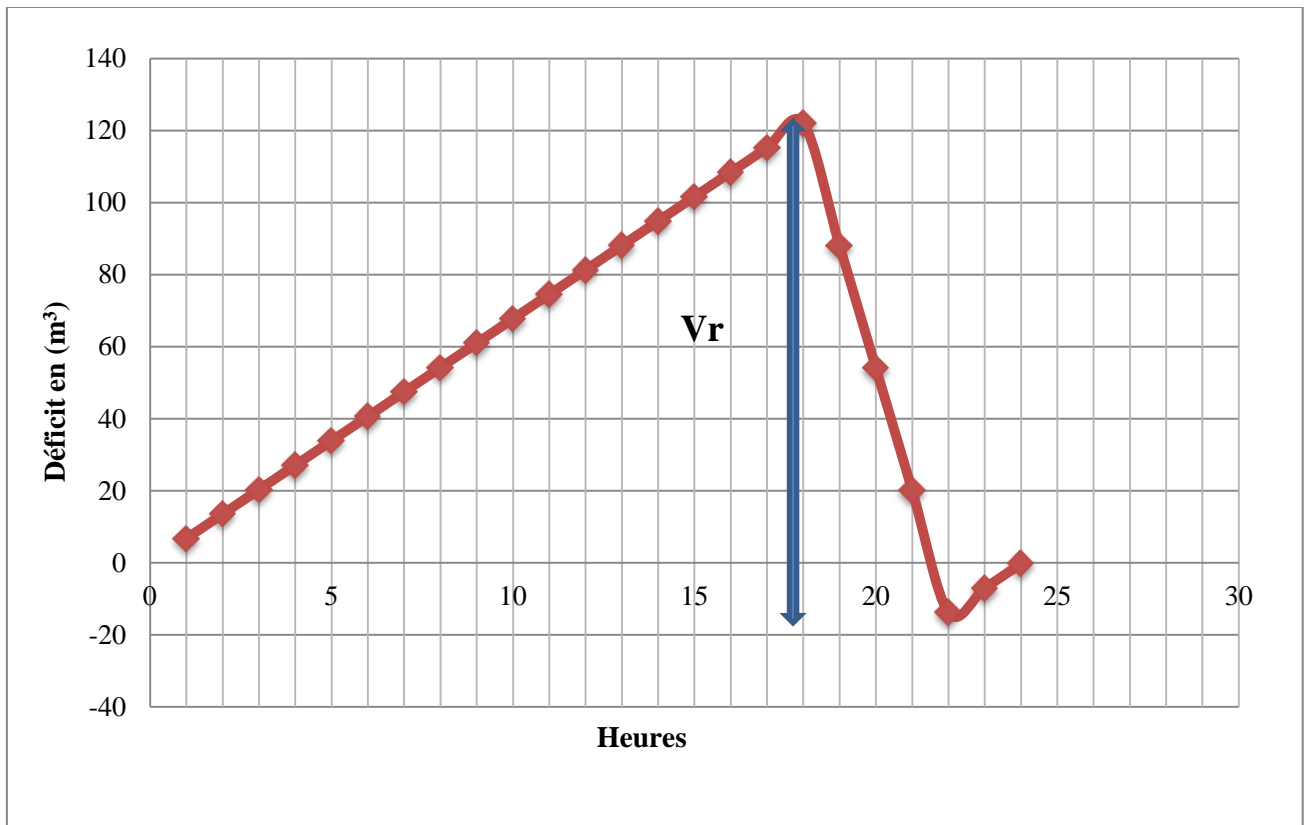


Figure 4.15 : Capacité graphique du réservoir R1

❖ Calcul des dimensions de réservoir à projeté

➤ Le diamètre du réservoir

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 150}{\pi \times 4}}$$

D'où : **D = 6.91 m**

4.12.4 Dimensionnement du réservoir de Tizi N'Tlakht (R2)

a) Méthode analytique

L'alimentation de ce réservoir est assurée par la SR3 projetée avec un système de refoulement avec un débit  $Q_{\max,j} = 115.26 \text{ m}^3/\text{j}$ , Il assure la distribution vers le village Tizi N'Tlakht.

Le débit horaire est :

$$a_2 = 4.80 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le dimensionnement de R2 est illustré par le tableau (4.4)

Tableau 4.4 : Calcul de la capacité du réservoir de R2

Heures	Arrivée	Arrivée en m <sup>3</sup>	Arrivée cumulée en m <sup>3</sup>	Sortie 1	Sortie en m <sup>3</sup>	Sortie cumulée en m <sup>3</sup>	Déficit
00h-01h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	5.76	0.125 a <sub>2</sub>	0.6	0.6	5.16
01h-02h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	9.10	0.125 a <sub>2</sub>	0.6	1.2	10.32
02h-03h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	13.65	0.125 a <sub>2</sub>	0.6	1.8	15.48
03h-04h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	18.20	0.125 a <sub>2</sub>	0.6	2.4	20.64
04h-05h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	22.75	0.125 a <sub>2</sub>	0.6	3	25.80
05h-06h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	27.30	0.125 a <sub>2</sub>	0.6	3.6	30.96
06h-07h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	31.85	a <sub>2</sub>	4.8	8.4	31.92
07h-08h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	36.40	3.5 a <sub>2</sub>	16.8	25.2	20.88
08h-09h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	40.95	3.5 a <sub>2</sub>	16.8	42	9.84
09h-10h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	45.50	3.5 a <sub>2</sub>	16.8	58.8	-1.2
10h-11h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	50.05	3.5 a <sub>2</sub>	16.8	75.6	-12.24
11h-12h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	54.60	0.4 a <sub>2</sub>	1.92	92.4	-23.28
12h-13h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	59.15	0.4 a <sub>2</sub>	1.92	94.32	-19.44
13h-14h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	63.70	0.4 a <sub>2</sub>	1.92	96.24	-15.60
14h-15h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	68.25	0.4 a <sub>2</sub>	1.92	98.16	-11.76
15h-16h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	72.80	0.4 a <sub>2</sub>	1.92	100.08	-7.92
16h-17h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	77.35	2 a <sub>2</sub>	9.6	109.68	-11.76
17h-18h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	81.90	2 a <sub>2</sub>	9.0	119.28	-15.60
18h-19h	0	0	86.45	0.5 a <sub>2</sub>	2.4	121.68	-18
19h-20h	0	0	91.00	0.5 a <sub>2</sub>	2.4	124.08	-20.40
20h-21h	0	0	95.55	0.5 a <sub>2</sub>	2.4	126.48	-22.80
21h-22h	0	0	100.10	0.5 a <sub>2</sub>	2.4	128.88	-25.20
22h-23h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	104.65	0.125 a <sub>2</sub>	0.6	129.48	20.04
23h-24h	1.2 a <sub>2</sub>	5.76	109.20	0.125 a <sub>2</sub>	0.6	130.08	-14.88

✚ Le volume réel de réservoir est :

$$V_r = |31.92| + |-25.20|$$

$$V_r = 57.12 \text{ m}^3.$$

✚ Le volume total de réservoir tenant compte d'incendie est égal :

$$V_{tot} = V_r + V_{ri}$$

Avec :

$$V_{ri} = 60 \text{ m}^3 \text{ (la population n'est pas importante)}$$

$$V_{tot} = 57.12 + 60$$

D'où :

$$V_{tot} = 117.12 \text{ m}^3$$

Ainsi, le réservoir existant qui est de 100 m<sup>3</sup> est insuffisant, donc un autre réservoir de 50 m<sup>3</sup> sera projeté.

b) Méthode graphique

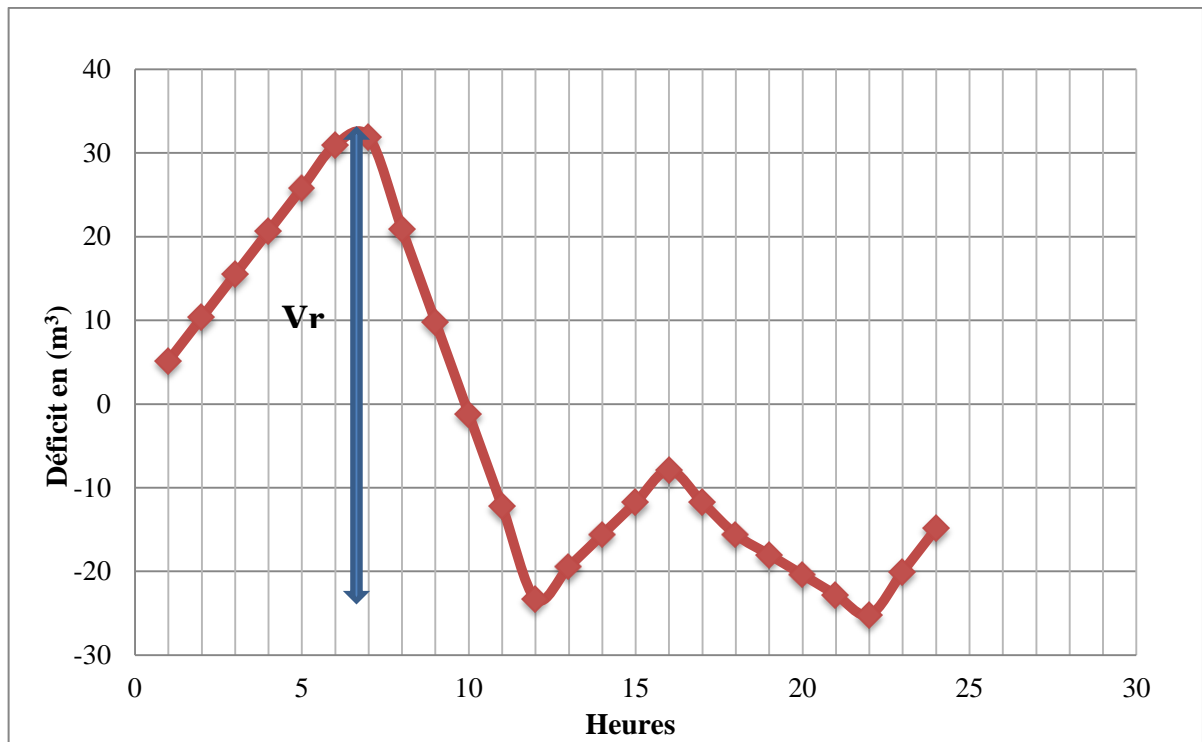


Figure 4.16 : Capacité graphique du R2

❖ Calcul des dimensions de réservoir à projeté

➤ Le diamètre du réservoir

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 50}{\pi \times 4}}$$

D'où : **D=3.99 m**

➤ Hauteur d'incendie du réservoir

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

$$H_{inc} = \frac{4 \times 60}{\pi \times (3.99)^2}$$

$$H_{inc} = 4.8 \text{ m}$$

4.12.5) Dimensionnement du réservoir d'Ait El Hadj (R3)

a) Méthode analytique

Le réservoir R3 est alimenté gravitairement par le réservoir de tête (R1) avec un débit de  $Q_{\max,j} = 222.26 \text{ m}^3/\text{j}$ . Il assure la distribution vers le village d'Ait El Hadj.

Le débit horaire est :

$$a_3 = 9.26 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le dimensionnement de R3 est illustré par le tableau (4.5)

Tableau 4.5 : Calcul de la capacité du réservoir R3

Heures	Arrivée	Arrivée en m <sup>3</sup>	Arrivée cumulée en m <sup>3</sup>	Sortie 1	Sortie en m <sup>3</sup>	Sortie cumulée en m <sup>3</sup>	Déficit
00h-01h	a <sub>3</sub>	9.26	9.26	0.125 a <sub>3</sub>	1.16	1.16	8.10
01h-02h	a <sub>3</sub>	9.26	18.52	0.125 a <sub>3</sub>	1.16	2.32	16.21
02h-03h	a <sub>3</sub>	9.26	27.78	0.125 a <sub>3</sub>	1.16	3.47	24.31
03h-04h	a <sub>3</sub>	9.26	37.04	0.125 a <sub>3</sub>	1.16	4.63	32.41
04h-05h	a <sub>3</sub>	9.26	46.30	0.125 a <sub>3</sub>	1.16	5.79	40.51
05h-06h	a <sub>3</sub>	9.26	55.56	0.125 a <sub>3</sub>	1.16	6.95	48.62
06h-07h	a <sub>3</sub>	9.26	64.82	a <sub>3</sub>	9.26	16.21	48.62
07h-08h	a <sub>3</sub>	9.26	74.08	3.5 a <sub>3</sub>	32.41	48.62	25.47
08h-09h	a <sub>3</sub>	9.26	83.34	3.5 a <sub>3</sub>	32.41	81.03	2.32
09h-10h	a <sub>3</sub>	9.26	92.60	3.5 a <sub>3</sub>	32.41	113.44	-20.84
10h-11h	a <sub>3</sub>	9.26	101.86	3.5 a <sub>3</sub>	32.41	145.85	-43.99
11h-12h	a <sub>3</sub>	9.26	111.12	0.4 a <sub>3</sub>	3.70	149.55	-38.43
12h-13h	a <sub>3</sub>	9.26	120.38	0.4 a <sub>3</sub>	3.70	153.25	-32.87
13h-14h	a <sub>3</sub>	9.26	129.64	0.4 a <sub>3</sub>	3.70	156.96	-27.32
14h-15h	a <sub>3</sub>	9.26	138.90	0.4 a <sub>3</sub>	3.70	160.66	-21.76
15h-16h	a <sub>3</sub>	9.26	148.16	0.4 a <sub>3</sub>	3.70	164.37	-16.21
16h-17h	a <sub>3</sub>	9.26	157.42	2 a <sub>3</sub>	18.52	182.89	-25.47
17h-18h	a <sub>3</sub>	9.26	166.68	2 a <sub>3</sub>	18.52	201.41	-34.73
18h-19h	a <sub>3</sub>	9.26	175.94	0.5 a <sub>3</sub>	4.63	206.04	-30.10
19h-20h	a <sub>3</sub>	9.26	185.20	0.5 a <sub>3</sub>	4.63	210.67	-25.47
20h-21h	a <sub>3</sub>	9.26	194.46	0.5 a <sub>3</sub>	4.63	215.30	-20.84
21h-22h	a <sub>3</sub>	9.26	203.72	0.5 a <sub>3</sub>	4.63	219.93	-16.21
22h-23h	a <sub>3</sub>	9.26	212.98	0.125 a <sub>3</sub>	1.16	221.08	-8.10
23h-24h	a <sub>3</sub>	9.26	222.24	0.125 a <sub>3</sub>	1.16	222.24	0

✚ Le volume réel de réservoir est :

$$V_r = |\Delta V_{\max}^+| + |\Delta V_{\max}^-|$$

$$V_r = |48.62| + |-43.99|$$

$$V_r = 92.61 \text{ m}^3$$

✚ Le volume total de réservoir tenant compte d'incendie est égal :

$$V_{\text{tot}} = V_r + V_{\text{ri}}$$

Avec :

$$V_{\text{ri}} = 60 \text{ m}^3 \text{ (la population n'est pas importante)}$$

$$V_{\text{tot}} = 92.61 + 60$$

D'où :

$$V_{\text{tot}} = 152.61 \text{ m}^3$$

Ainsi, le réservoir existant qui est de  $75 \text{ m}^3$  est insuffisant, donc un autre réservoir de  $100 \text{ m}^3$  sera projeté.

**b) Méthode graphique**

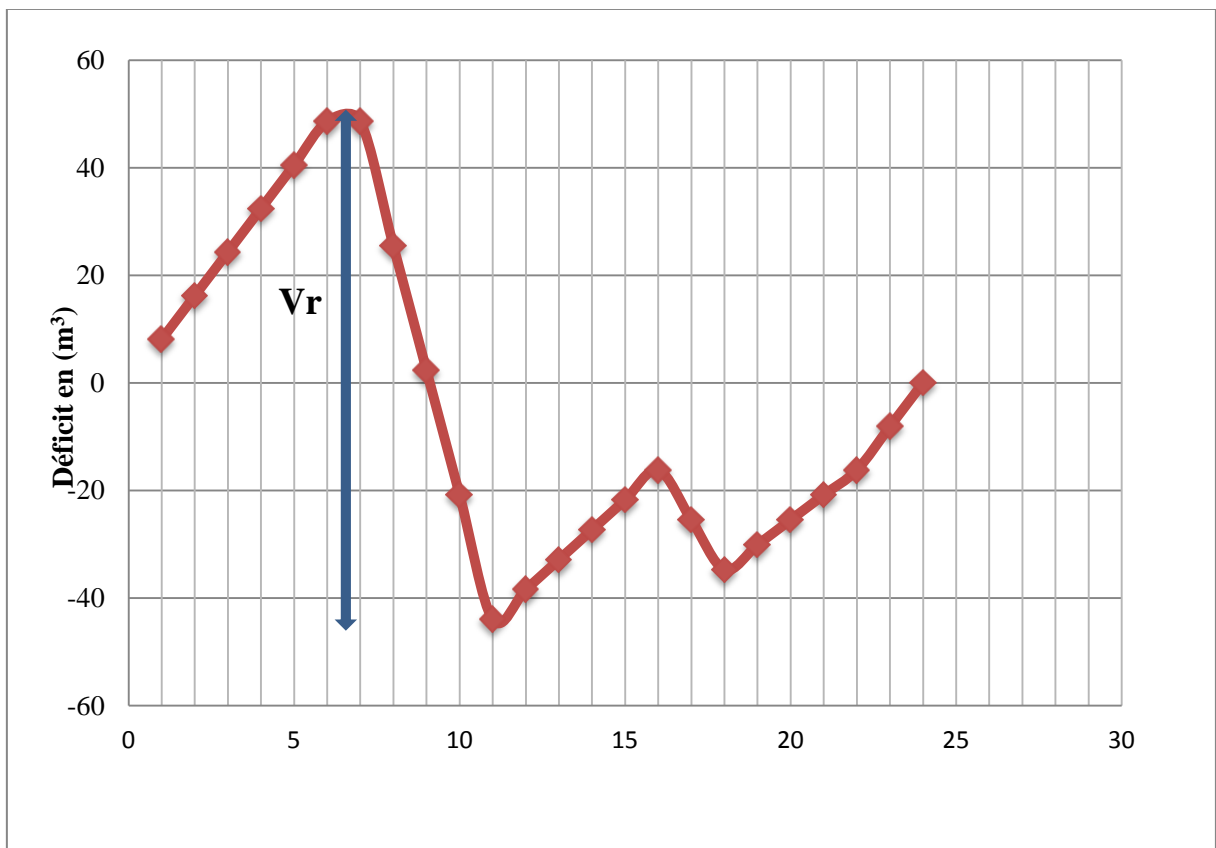


Figure 4.17 : Capacité graphique du R3

❖ Calcul des dimensions de réservoir à projeté

➤ Le diamètre du réservoir

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 100}{\pi \times 4}}$$

D'où : **D = 5.64 m**

➤ Hauteur d'incendie du réservoir

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

$$H_{inc} = \frac{4 \times 60}{\pi \times (5.64)^2}$$

$$H_{inc} = 4.4 \text{ m}$$

4.12.6) Dimensionnement du réservoir d'Ait Khelfoun (R4)

a) Méthode analytique

Le réservoir R4 est alimenté gravitairement par le réservoir de tête (R1) avec un débit de  $Q_{max,j} = 473.93 \text{ m}^3/j$ . Il assure la distribution vers le village d'Ait Khelfoun.

Le débit horaire est :

$$a_4 = 19.94 \text{ m}^3/h$$

Le dimensionnement de R4 est illustré par le tableau (4.6)

Tableau 4.6 : Calcul de la capacité du réservoir de R4

Heures	Arrivée	Arrivée en m <sup>3</sup>	Arrivée cumulée en m <sup>3</sup>	Sortie 1	Sortie en m <sup>3</sup>	Sortie cumulée en m <sup>3</sup>	Déficit
00h-01h	a <sub>4</sub>	19.94	19.94	0.125 a <sub>4</sub>	2.49	2.49	17.45
01h-02h	a <sub>4</sub>	19.94	39.88	0.125 a <sub>4</sub>	2.49	4.99	34.90
02h-03h	a <sub>4</sub>	19.94	59.82	0.125 a <sub>4</sub>	2.49	7.48	52.34
03h-04h	a <sub>4</sub>	19.94	79.76	0.125 a <sub>4</sub>	2.49	9.97	69.79
04h-05h	a <sub>4</sub>	19.94	99.70	0.125 a <sub>4</sub>	2.49	12.46	87.24
05h-06h	a <sub>4</sub>	19.94	119.64	0.125 a <sub>4</sub>	2.49	14.96	104.69
06h-07h	a <sub>4</sub>	19.94	139.58	a <sub>4</sub>	19.94	34.90	104.69
07h-08h	a <sub>4</sub>	19.94	159.52	3.5 a <sub>4</sub>	69.79	104.69	54.84
08h-09h	a <sub>4</sub>	19.94	179.46	3.5 a <sub>4</sub>	69.79	174.48	4.98
09h-10h	a <sub>4</sub>	19.94	199.40	3.5 a <sub>4</sub>	69.79	244.27	-44.87
10h-11h	a <sub>4</sub>	19.94	219.34	3.5 a <sub>4</sub>	69.79	314.06	-94.72
11h-12h	a <sub>4</sub>	19.94	239.28	0.4 a <sub>4</sub>	7.98	322.03	-82.75
12h-13h	a <sub>4</sub>	19.94	259.22	0.4 a <sub>4</sub>	7.98	330.01	-70.79
13h-14h	a <sub>4</sub>	19.94	279.16	0.4 a <sub>4</sub>	7.98	337.98	-58.82
14h-15h	a <sub>4</sub>	19.94	299.10	0.4 a <sub>4</sub>	7.98	345.96	-46.86
15h-16h	a <sub>4</sub>	19.94	319.04	0.4 a <sub>4</sub>	7.98	353.94	-34.90
16h-17h	a <sub>4</sub>	19.94	338.98	2 a <sub>4</sub>	39.88	393.82	-54.84
17h-18h	a <sub>4</sub>	19.94	358.92	2 a <sub>4</sub>	39.88	433.70	-74.78
18h-19h	a <sub>4</sub>	19.94	378.86	0.5 a <sub>4</sub>	9.97	443.67	-64.81

19h-20h	$a_4$	19.94	398.80	$0.5 a_4$	9.97	453.64	-54.84
20h-21h	$a_4$	19.94	418.74	$0.5 a_4$	9.97	463.61	-44.87
21h-22h	$a_4$	19.94	438.68	$0.5 a_4$	9.97	473.58	-34.90
22h-23h	$a_4$	19.94	458.62	$0.125 a_4$	2.49	476.07	-17.45
23h-24h	$a_4$	19.94	478.56	$0.125 a_4$	2.49	478.56	0

✚ Le volume réel de réservoir est :

$$V_r = |\Delta V_{\max}^+| + |\Delta V_{\max}^-|$$

$$V_r = |104.69| + |-94.72|$$

$$V_r = 199.41 \text{ m}^3$$

✚ Le volume total de réservoir tenant compte d'incendie est égal :

$$V_{\text{tot}} = V_r + V_{\text{ri}}$$

Avec :

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

D'où :

$$V_{\text{tot}} = 199.41 + 120$$

$$V_{\text{tot}} = 319.41 \text{ m}^3$$

Ainsi, le réservoir existant qui est de  $200 \text{ m}^3$  est insuffisant, donc un autre réservoir de  $150 \text{ m}^3$  sera projeté.

### b) Méthode graphique

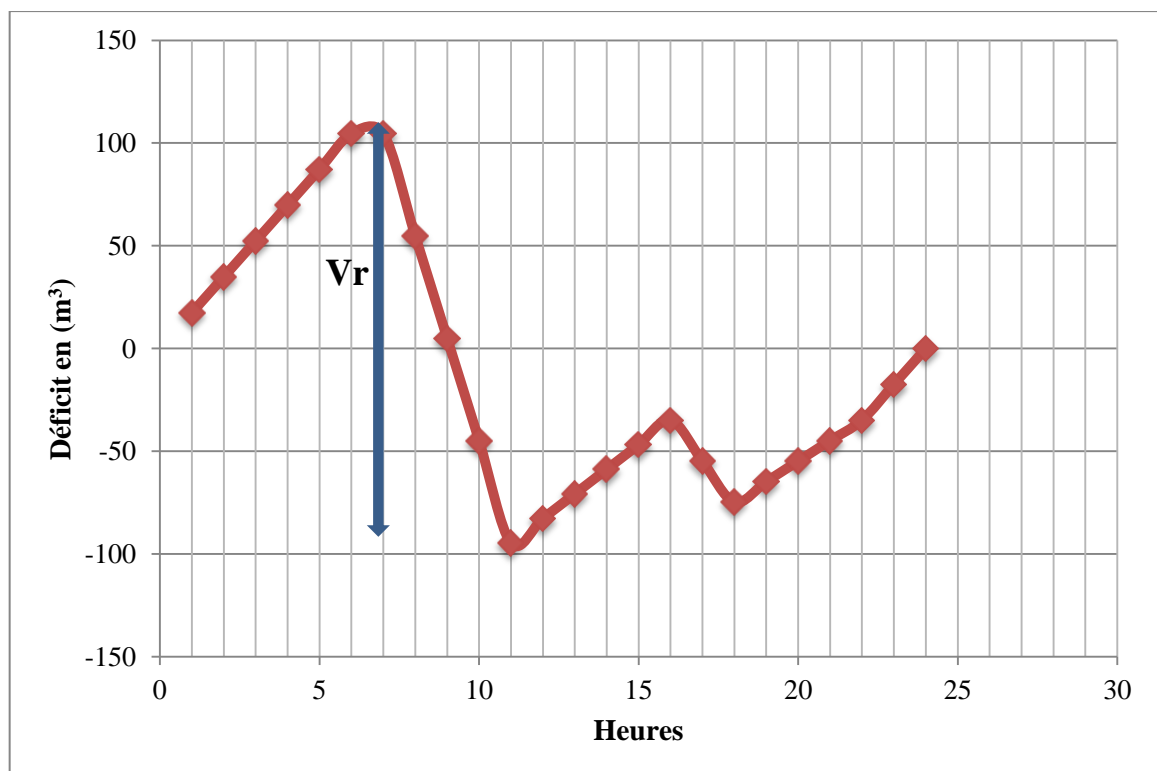


Figure 4.18 : Capacité graphique du R4

❖ Calcul des dimensions de réservoir à projeté

➤ Le diamètre du réservoir

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 150}{\pi \times 4}}$$

D'où : **D = 6.91 m**

➤ Hauteur d'incendie du réservoir

La hauteur d'incendie du réservoir est :

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

D'où :

$$H_{inc} = \frac{4 \times 120}{\pi \times (6.91)^2}$$

Donc :

$$H_{inc} = 3.20 \text{ m}$$

4.12.7) Dimensionnement du réservoir existant de Timeguenounine (R5)

a) Méthode analytique

Le réservoir R5 est alimenté gravitairement par le réservoir de tête (R1) avec un débit de  $Q_{max,j} = 113.66 \text{ m}^3/\text{j}$ . Il assure la distribution vers le village de Timeguenounine.

Le débit horaire est :

$$a_5 = 4.74 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le dimensionnement de R5 est illustré par le tableau (4.7)

Tableau 4.7 : Calcul de la capacité du R5

Heures	Arrivée	Arrivée en m <sup>3</sup>	Arrivée cumulée en m <sup>3</sup>	Sortie 1	Sortie en m <sup>3</sup>	Sortie cumulée en m <sup>3</sup>	Déficit
00h-01h	a <sub>5</sub>	4.74	4.74	0.125 a <sub>5</sub>	0.59	0.59	4.15
01h-02h	a <sub>5</sub>	4.74	9.48	0.125 a <sub>5</sub>	0.59	1.19	8.30
02h-03h	a <sub>5</sub>	4.74	14.22	0.125 a <sub>5</sub>	0.59	1.78	12.44
03h-04h	a <sub>5</sub>	4.74	18.96	0.125 a <sub>5</sub>	0.59	2.37	16.59
04h-05h	a <sub>5</sub>	4.74	23.70	0.125 a <sub>5</sub>	0.59	2.96	20.74
05h-06h	a <sub>5</sub>	4.74	28.44	0.125 a <sub>5</sub>	0.59	3.56	24.89
06h-07h	a <sub>5</sub>	4.74	33.18	a <sub>5</sub>	4.74	8.30	24.89
07h-08h	a <sub>5</sub>	4.74	37.92	3.5 a <sub>5</sub>	16.59	24.89	13.04
08h-09h	a <sub>5</sub>	4.74	42.66	3.5 a <sub>5</sub>	16.59	41.48	1.19

09h-10h	a <sub>5</sub>	4.74	47.40	3.5 a <sub>5</sub>	16.59	58.07	-10.67
10h-11h	a <sub>5</sub>	4.74	52.14	3.5 a <sub>5</sub>	16.59	74.66	-22.52
11h-12h	a <sub>5</sub>	4.74	56.88	0.4 a <sub>5</sub>	1.9	76.55	-19.67
12h-13h	a <sub>5</sub>	4.74	61.62	0.4 a <sub>5</sub>	1.9	78.45	-16.83
13h-14h	a <sub>5</sub>	4.74	66.36	0.4 a <sub>5</sub>	1.9	80.34	-13.98
14h-15h	a <sub>5</sub>	4.74	71.10	0.4 a <sub>5</sub>	1.9	82.24	-11.14
15h-16h	a <sub>5</sub>	4.74	75.84	0.4 a <sub>5</sub>	1.9	84.14	-8.30
16h-17h	a <sub>5</sub>	4.74	80.58	2 a <sub>5</sub>	9.48	93.62	-13.04
17h-18h	a <sub>5</sub>	4.74	85.32	2 a <sub>5</sub>	9.48	103.10	-17.78
18h-19h	a <sub>5</sub>	4.74	90.06	0.5 a <sub>5</sub>	2.37	105.47	-15.41
19h-20h	a <sub>5</sub>	4.74	94.80	0.5 a <sub>5</sub>	2.37	107.84	-13.04
20h-21h	a <sub>5</sub>	4.74	99.54	0.5 a <sub>5</sub>	2.37	110.21	-10.67
21h-22h	a <sub>5</sub>	4.74	104.28	0.5 a <sub>5</sub>	2.37	112.58	-8.30
22h-23h	a <sub>5</sub>	4.74	109.02	0.125 a <sub>5</sub>	0.59	113.17	-4.15
23h-24h	a <sub>5</sub>	4.74	113.76	0.125 a <sub>5</sub>	0.59	113.76	0

✚ Le volume réel de réservoir est :

$$V_r = |24.89| + |-22.52|$$

$$V_r = 47.41 \text{ m}^3$$

✚ Le volume total de réservoir tenant compte d'incendie est égal :

$$V_{\text{tot}} = 47.41 + 60$$

Avec :

$$V_{\text{ri}} = 60 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = 107.41 \text{ m}^3$$

Nous adoptons un réservoir de capacité **150 m<sup>3</sup>**.

Donc, le réservoir existant qui est de 200 m<sup>3</sup> est suffisant.

b) Méthode graphique

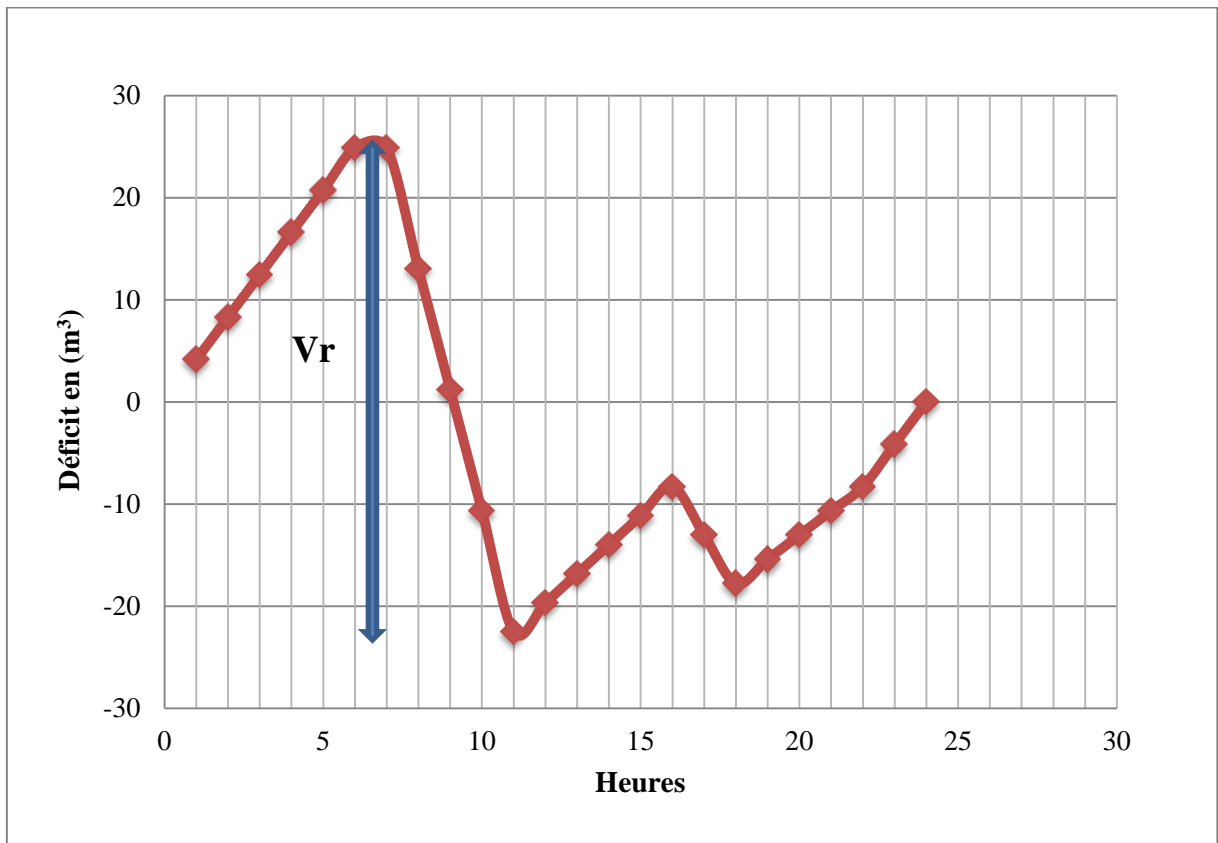


Figure 4.19 : Capacité graphique du R5

**Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les capacités des réservoirs de stockage et les stations de reprises à l'horizon 2051.

Après avoir effectué tous les calculs sur le dimensionnement final des réservoirs, il s'est avéré nécessaire de projeter :

- ✓ Un réservoir au niveau de **la SR3** de capacité de **150 m<sup>3</sup>**.
- ✓ Un réservoir au niveau de **la SR4** de capacité de **150 m<sup>3</sup>**.
- ✓ Un réservoir de tête (**R1**) de capacité **150 m<sup>3</sup>** sera projeté.
- ✓ Le réservoir existant du village Tizi N'Tlakht (**R2**) de capacité de **100 m<sup>3</sup>** est insuffisant, par conséquent, un autre réservoir de **50 m<sup>3</sup>** sera projeté.
- ✓ Le réservoir existant du village d'Ait El Hadj (**R3**) de **75 m<sup>3</sup>** est insuffisant, donc un autre réservoir de **100 m<sup>3</sup>** sera projeté.
- ✓ Le réservoir existant du village d'Ait Khelfoun (**R4**) de **200 m<sup>3</sup>** est insuffisant, donc un autre réservoir de **150 m<sup>3</sup>** sera projeté.
- ✓ Le réservoir existant du village Timeguenounine (**R5**) est suffisant avec une capacité de **200m<sup>3</sup>**.

# **Chapitre 5 :**

## **Coup de bélier**

**Introduction**

L'importance technique des coups de bélier est extrêmement grande. L'amplitude et la soudaineté des surpressions et dépressions qui sont mises en jeu peuvent détériorer la conduite ou les organes qui y sont branchée. Il est nécessaire par conséquent d'empêcher la production de telles perturbations ou du moins de les atténuer, pour assurer un bon fonctionnement à notre chaîne d'adduction.

**5.1) Définition d'un coup de bélier**

On appelle coup de bélier, les variations brusques de pression provoquées par une prompt modification du régime d'un liquide s'écoulant à l'intérieur d'une canalisation.



**Figure 5.1 : Coup de bélier**

**5.2) Les Causes du coup de bélier**

Les causes des coups de bélier sont diverses, les plus fréquents sont :

- Une prompt fermeture de vanne ou d'un robinet ;
- Démarrage ou l'arrêt rapide des pompes ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte ;
- La modification de la vitesse d'une pompe.

### **5.3) Les conséquences du coup de bélier**

Ce phénomène peut provoquer des effets néfastes, qui sont :

- Une déformation des conduites ;
- Une rupture des canalisations et un dégât des eaux ;
- Détérioration des joints, des revêtements intérieurs ;
- La cavitation des canalisations dues à la dépression.

### **5.4) Types du coup de bélier**

On distingue deux types de coup de bélier :

#### ➤ **Le coup de bélier de masse**

Dans ce cas, l'écoulement répond à la modification du régime d'écoulement uniquement par des transferts de masse ; la masse volumique du fluide est inchangée et la canalisation ne se déforme pas, parfois appelé « oscillation en masse ».

#### ➤ **Le coup de bélier d'ondes**

Il y répond par des transferts de masse, une modification de la masse volumique du fluide et éventuellement par une déformation de la canalisation.

### **5.5) Moyens de protection contre le coup de bélier**

Les appareils anti-bélier devront avoir pour effet :

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

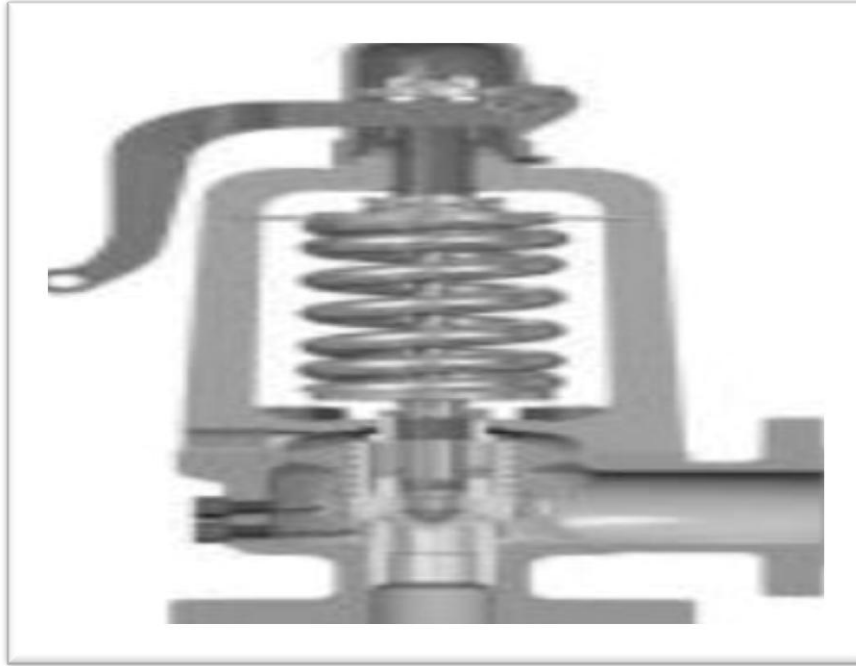
Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

#### **5.5.1) Volant d'inertie**

Couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

**5.5.2) Soupape de décharge**

Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.



**Figure 5.2 : Soupape de sureté, anti-bélier**

**5.5.3) Cheminée d'équilibre**

Elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

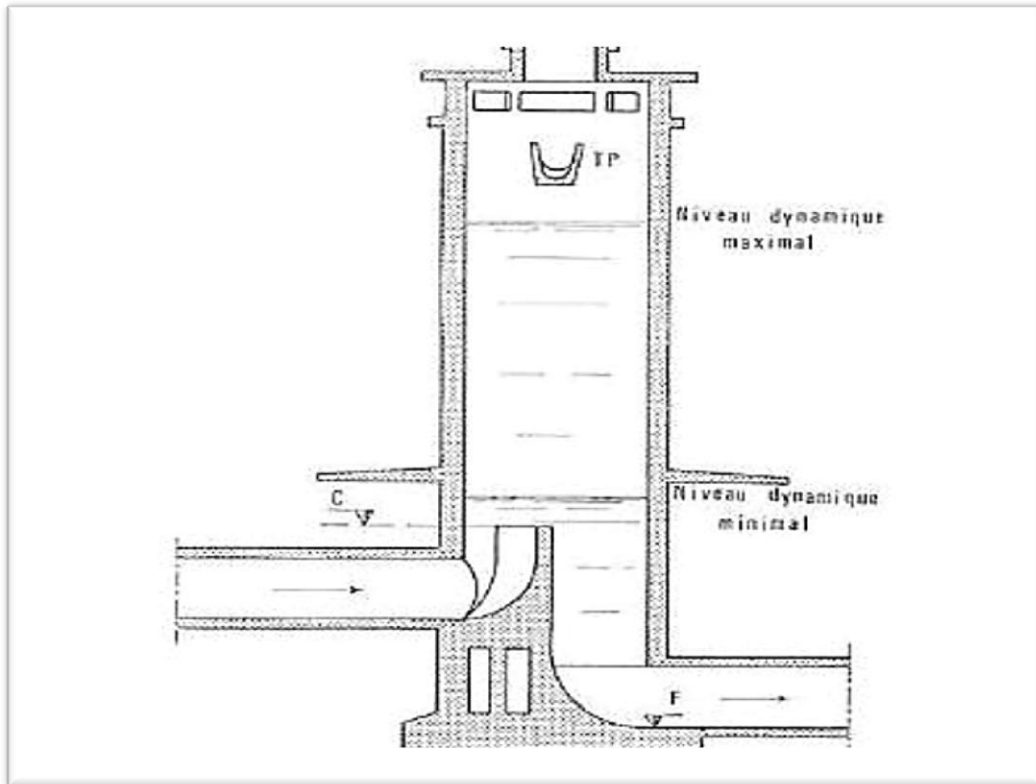


Figure 5.3 : Vue en plan d'une cheminée d'équilibre

#### 5.5.4) Réservoir d'air

Il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier.

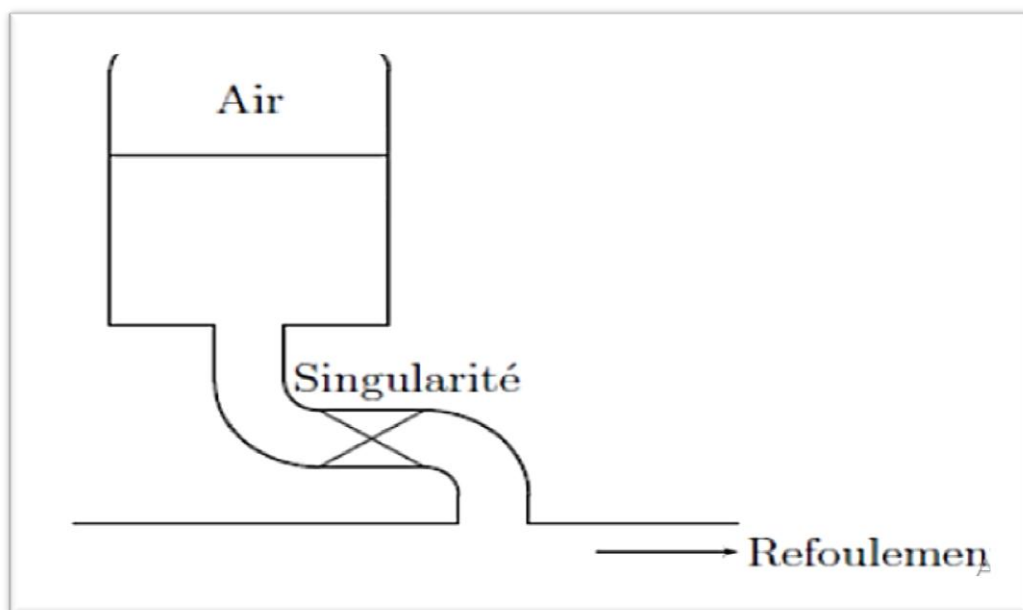


Figure 5.4 : Principe de la disposition d'un réservoir d'air

## 5.6) Etude du coup de bélier

### 5.6.1) Calcul de la célérité d'ondes

La célérité de l'onde ( $a$ ) est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.9 + \frac{K \cdot D}{e}}} \quad (5.1)$$

Avec :

- $a$  : la célérité de l'onde (m/s) ;
- $D$  : diamètre de la conduite (mm) ;
- $K$  : coefficient dépendant de la nature de la conduite (0.66 pour le PEHD, et 1 pour la fonte ductile) ;
- $e$  : épaisseur de la conduite (mm).

Dans le cas d'une conduite en PEHD

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + \frac{KD}{e}}} \quad (5.2)$$

### 5.6.2) Valeurs numériques du coup de bélier

$$B = \frac{aV}{g} \quad (5.3)$$

Avec :

- $B$  : valeur du coup de bélier (m) ;
- $v$  : vitesse de l'eau (m/s) ;
- $g$  : l'accélération ( $m/s^2$ ) ;
- $a$  : célérité des ondes du bélier.

### 5.6.3) Calcul d'un réservoir d'air

Dans ce cas, on considère le phénomène comme une oscillation en masse, c'est-à-dire :

- On néglige l'élasticité de la conduite et la compressibilité de l'eau (mouvement en bloc).
- Les pertes de charge ne sont pas prises en considération dans la conduite de refoulement.
- Le dispositif ne comporte pas d'organe d'étranglement.

Suite à ces hypothèses, on aura à faire le calcul simplifié d'un réservoir d'air qui peut largement suffire pour des petites installations d'environ 30 l/s et de 1000 à 1200 m de longueur de refoulement.

VIBERT a donné un abaque permettant d'avoir  $U_0$ , et ceci en utilisant l'expression suivante :

$$\frac{U_0}{Ls} = \frac{H_0}{Z_0} = \frac{1}{f\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)}$$

Dans laquelle,  $\frac{U_0}{Ls}$ ,  $\frac{H_0}{Z_0}$ ,  $\frac{Z_{min}}{Z_0}$  se trouvent sur les trois échelles de l'abaque (Figure 5.5) :

Avec :

- $U_0$  : Volume d'air en  $m^3$ .
- $L$  : Longueur de la conduite en m.
- $S$  : Section de la conduite en  $m^2$ .
- $H_0 = \frac{v^2}{2g}$

**5.6.3.1) Protection du tronçon SR3 projetée vers SR4 projetée**

Les caractéristiques de la conduite qui relie la SR3 projetée et SR4 projetée sont mentionnées dans le tableau (5.1) ci-dessous :

**Tableau 5.1 : Les caractéristiques de la conduite reliant la SR3 projetée et SR4 projetée**

Caractéristique	Valeur	Unité
Longueur de la conduite <b>L</b>	1200	m
Diamètre extérieur de la conduite <b>D<sub>ext</sub></b>	125	mm
Epaisseur de la paroi <b>e</b>	14	mm
Diamètre intérieur <b>D<sub>int</sub></b>	97	mm
Section de la conduite <b>S</b>	0.007	$m^2$
Vitesse moyenne d'écoulement <b>V</b>	0.77	m/s
Hauteur géométrique <b>H<sub>geo</sub></b>	164	m
Débit à refouler <b>Q</b>	9.43	l/s
Hauteur manométrique <b>Hmt</b>	212.979	m

❖ **Valeur de la célérité (a)**

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + \frac{KD}{e}}}$$

D'où :

$$a = 525.27 \text{ m/s}$$

❖ Valeur du coup de bélier (B)

$$B = \frac{aV}{g}$$

D'où :

$$B = 41.229 \text{ mce}$$

❖ La valeur maximale de la pression dans la conduite ( $H_{\max}$ )

$$H_{\max} = H_{\text{geo}} + B \quad (5.4)$$

$$H_{\max} = 164 + 41.229$$

D'où :

$$H_{\max} = 205.229 \text{ m}$$

❖ La valeur minimale de la pression dans la conduite ( $H_{\min}$ )

$$H_{\min} = H_{\text{geo}} - B \quad (5.5)$$

$$H_{\min} = 164 - 41.229$$

D'où :

$$H_{\min} = 122.771 \text{ m}$$

Si l'on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une pression de 20 bars ou 200m d'eau.

- Le calcul du réservoir d'air s'effectuera comme suit :

$$Z_0 = H_{\text{geo}} + 10 \quad (5.6)$$

Avec :

- $Z_0$  : la pression absolue de la conduite ;
- $H_{\text{geo}}$  : la hauteur géométrique de refoulement ;
- $10$  : la pression atmosphérique.

D'où :

$$Z_0 = 164 + 10$$

$$Z_0 = 174 \text{ m}$$

$$Z_{\max} = Z_0 + B \quad (5.7)$$

$$Z_{\max} = 174 + 41.229$$

D'où :

$$Z_{\max} = 215.229 \text{ m}$$

Dans notre cas :

On a :  $H_{\max} > PN$

Par conséquent, cette conduite nécessite une protection anti bélier; ce qui va nous permettre de calculer le volume du réservoir d'air.

D'où :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{215.229}{174} = 1.24$$

Le volume d'air  $U_0$  donné par l'abaque de Vibert en joignant les deux valeurs de  $\frac{Z_{\max}}{Z_0}$  et  $\frac{H_0}{Z_0}$

$$\triangleright H_0 = \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

$$H_0 = \frac{0.77^2}{2 \times 9.81}$$

D'où :

$$H_0 = 0.03$$

$$\triangleright \frac{H_0}{Z_0} = \frac{0.03}{174}$$

$$\frac{H_0}{Z_0} = 1.72 \cdot 10^{-4}$$

Les alignements 1.24 lu sur l'échelle  $\frac{Z_{\max}}{Z_0}$  et 0.000172 lu sur  $\frac{H_0}{Z_0}$  donnent sur l'abaque de M. Vibert :

$$\triangleright \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.82$$

$$\triangleright \frac{U_0}{L \cdot s} = 8 \cdot 10^{-3}$$

Avec :

$$L \times s = 1200 \times 0.007$$

D'où :  $L \times s = \mathbf{8.4 \text{ m}^3}$

**- Volume d'air  $U_0$  :**

$$U_0 = 8 \cdot 10^{-3} \times 8.4$$

D'où :

$$U_0 = 0.0672 \text{ m}^3 = 67.2 \text{ litres}$$

On tire

$$U_{\max} = \frac{0.0672}{0.82} = 0.08195 \text{ m}^3 = 81.95 \text{ litres}$$

Le plus grand volume d'air est 81.95 litres, Si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume  $U_0 = 98.34$  litres.

Les résultats sont donnés dans l'abaque de Vibert :

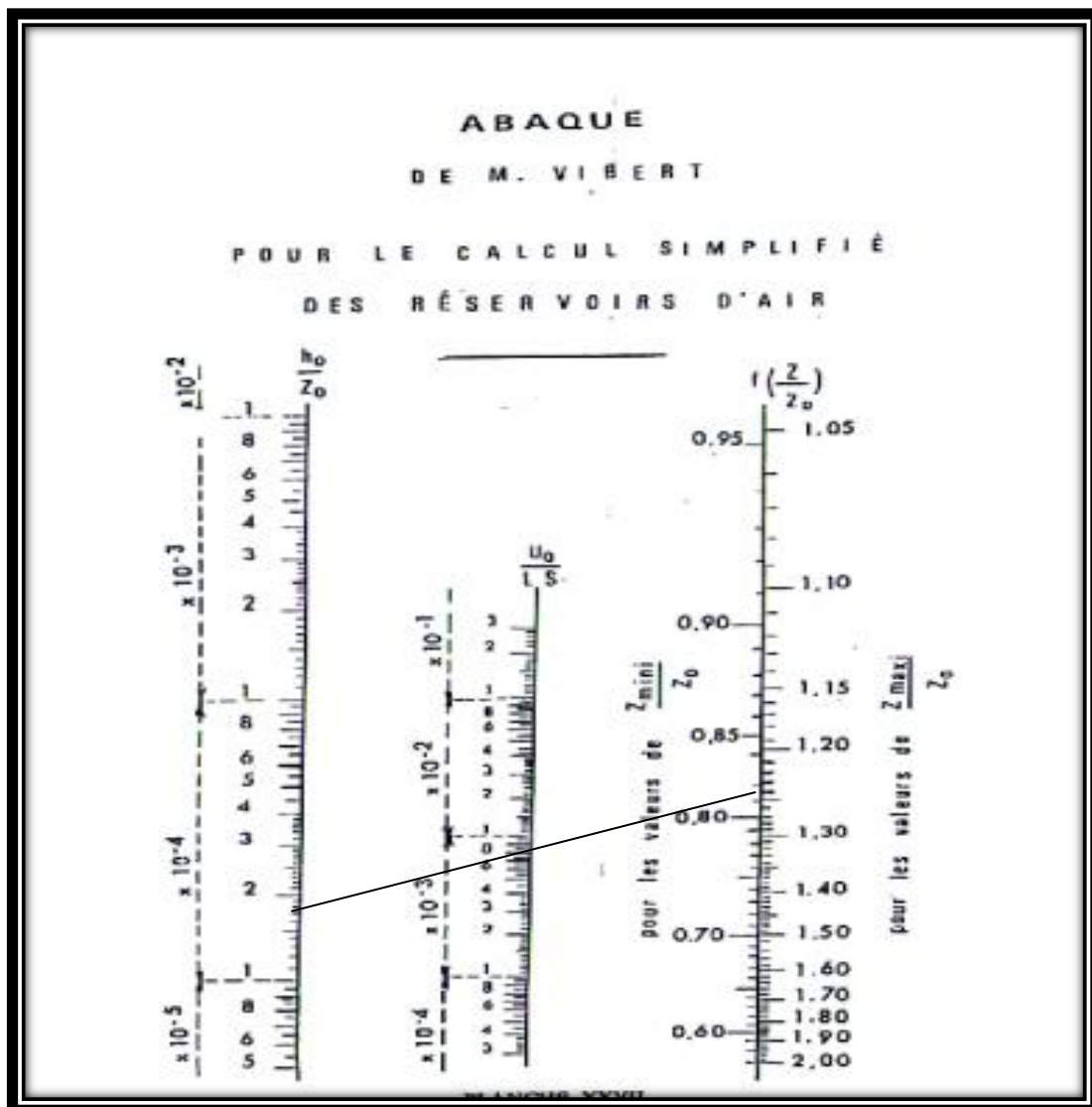


Figure 5.5 : Abaque de Vibert pour la détermination du volume des réservoirs anti Béliers

### Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés au phénomène du coup de bélier, on a conclu que la valeur de la surpression pour la conduite en refoulement reliant la SR3 projetée et la SR4 projetée dépasse la pression nominale ( $H_{max} > PN$ ) ; par conséquent, elle nécessite une protection anti-bélier, donc il faut l'équiper de (l'eau + air comprimé) avec un volume d'air de  $U_0 = 98.34$  litres.

# **Chapitre 6 :**

## **Etude et choix des pompes**

**Introduction**

Dans ce présent chapitre, nous entamerons à l'étude et le choix des pompes et les caractéristiques hydrauliques de la pompe à l'aide du catalogue numérique CAPRARI pour refoulé le débit d'eau définie par les besoins de notre projet.

**6.1) Définition d'une pompe**

Une pompe est une machine hydraulique permettant d'aspirer et de refouler un fluide d'un point bas à un autre point plus haut à travers des conduites, elle consiste à augmenter la pression du fluide véhiculé à la suite de la transformation de l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

**6.2) Classification des pompes**

Les pompes sont classées en deux grandes familles :

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

Les pompes centrifuges qui font partie de la famille des pompes dynamiques sont plus universellement utilisées, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu couteux et d'un très bon rendement.

**6.2.1) Pompes volumétriques**

Ces pompes sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux, elles sont utilisées pour élever de faibles débits à de fortes pressions, On distingue :

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

**6.2.2) Turbopompes**

Les turbo-pompes sont les plus utilisées, selon le type de roue et son mode d'action.

On distingue :

- Pompe axiale à hélice ;
- Pompe hélico-centrifuge ;
- Pompe centrifuge.

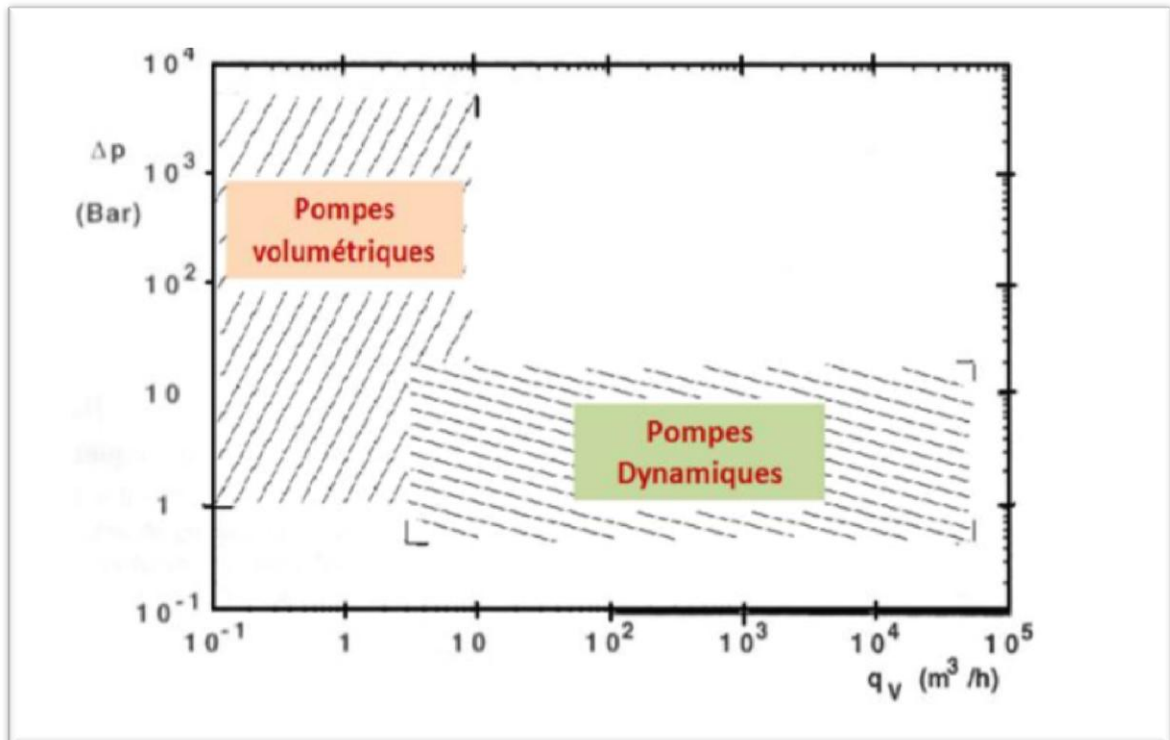


Figure 6.1 : Domaine d'utilisation des pompes volumétriques et des turbopompes

On peut classer les pompes centrifuges, selon :

- ✚ La forme de la roue :
  - Pompes centrifuges radiales.
  - Pompes centrifuges semi axiale.
- ✚ La forme du corps de la pompe :
  - Pompe à volute ou colimaçon.
  - A diffuseur circulaire.



Figure 6.2 : Pompe centrifuge

### 6.3) Caractéristiques hydrauliques d'une pompe

#### 6.3.1) Vitesse de rotation (N)

Elle représente le nombre de tour effectué par la pompe par unité de temps, est toujours donnée en tours/minute (tr/min).

#### 6.3.2) Débit (Q)

Le débit fourni par une pompe centrifuge est le volume refoulé pendant l'unité de temps, il s'exprime en (l/s).

#### 6.3.3) Hauteur manométrique totale (Hmt)

C'est la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge totales à l'aspiration et au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit:

$$\mathbf{Hmt = H_{geo} + J_{asp} + J_{ref}} \quad (6.1)$$

Avec :

- $\mathbf{H_{geo}}$  : hauteur géométrique en (m) ;
- $\mathbf{J_{asp}}$  : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- $\mathbf{J_{ref}}$  : Pertes de charge au refoulement en (m).

### 6.3.4) Puissance

➤ **La puissance absorbée par la pompe (Pa)**

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (Kw).

➤ **La puissance utile (Pu)**

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, elle est donnée par :

$$P_u = \rho * g * H_{mt} * Q \quad (6.2)$$

### 6.3.5) Le rendement ( $\eta$ )

C'est le rapport entre la puissance utile et la puissance absorbée par la pompe, elle est donnée par :

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (6.3)$$

## 6.4) Choix du type de pompe

Les pompes doivent satisfaire les conditions suivantes :

- assurer le débit de refoulement et la hauteur manométrique de la pompe ;
- assurer le rendement maximum ;
- une vitesse de rotation assez importante ;
- vérifier la condition de non cavitation (NPSH).

## 6.5) Les courbes caractéristiques d'une pompe

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes suivantes:

➤ **La courbe hauteur-débit «  $H = f(Q)$  »**

Elle définit les variations des différentes hauteurs d'élévation (H) en fonction des débits (Q).

➤ **La courbe rendement- débit «  $\eta = f(Q)$  »**

Cette courbe représente les valeurs des différents rendements ( $\eta$ ) en fonction des débits (Q).

➤ **La courbe des puissances absorbées -débit «  $P = f(Q)$  »**

Elle représente les variations des puissances absorbées ( $P_a$ ) en fonction des débits refoulés ( $Q$ ).

Les différentes courbes sont représentées dans la figure (6.3) ci-après :

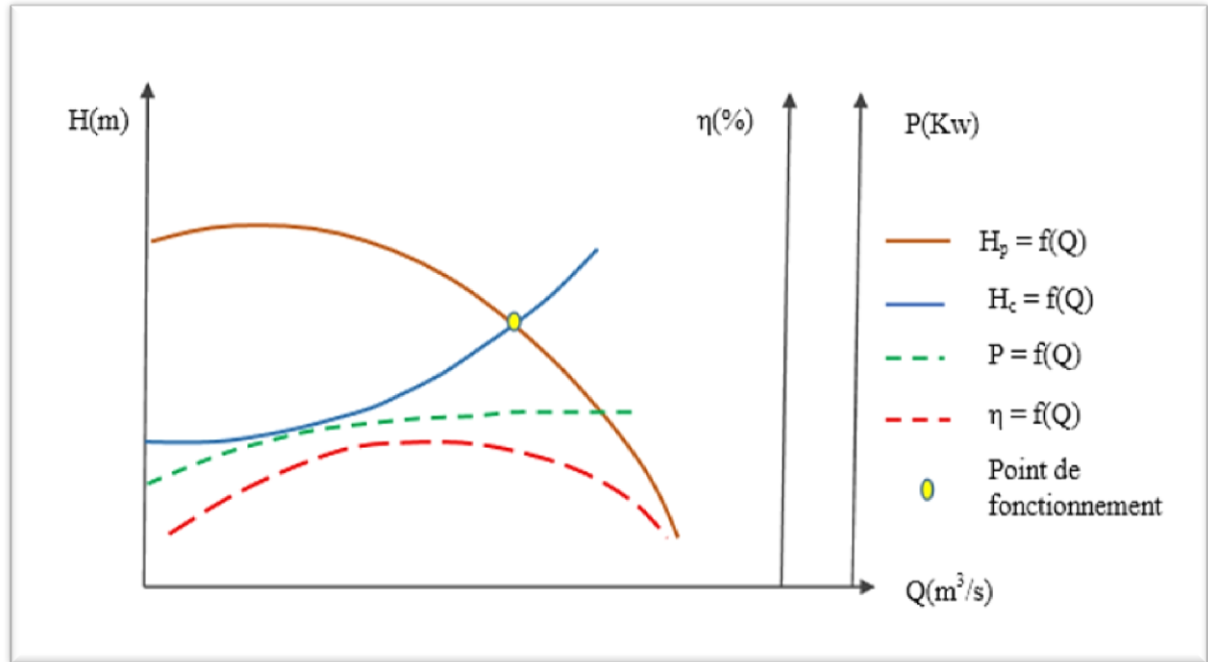


Figure 6.3 : Courbes caractéristiques des pompes et des conduites

**6.6) Les équipements hydrauliques d'une station de pompage**

En dehors des pompes, une station de pompage comprend aussi des équipements hydrauliques qui sont :

- ✓ **Les équipements d'aspirations (en amont) :** Grille, tulipe d'aspiration, crépine, clapet, joint, vanne, convergent, dispositif anti-vortex, appareils de protection anti béliet, circuit d'amorçage de la conduite et de la pompe.

Les équipements se différencient selon que l'aspiration se fait dans une bache ou sur une conduite.

- ✓ **Les équipements de refoulement (en aval):** joint, divergent, clapet anti-retours, vanne, appareils divers.

6.7) Couplage des pompes

Pour parvenir à obtenir certaines conditions de fonctionnement impossibles à réaliser avec une seule pompe, les utilisateurs associent parfois deux pompes dans des montages en série ou en parallèle.

6.7.1) Couplage en série

Il convient bien pour un réseau présentant des pertes de charge importantes.

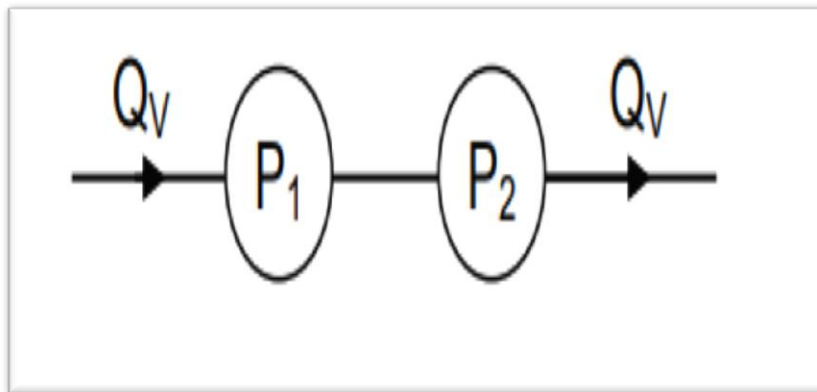


Figure 6.4 : Couplage de pompes en série

Pour ce cas de couplage on a :

- $H_{mt\ totale} = H_{mt1} + H_{mt2}$
- $Q_v = Q_{v1} = Q_{v2}$

6.7.2) Couplage en parallèle

Le couplage en parallèle permet d'augmenter le débit dans le réseau, il convient lorsque le besoin de débit plus important s'avère nécessaire.

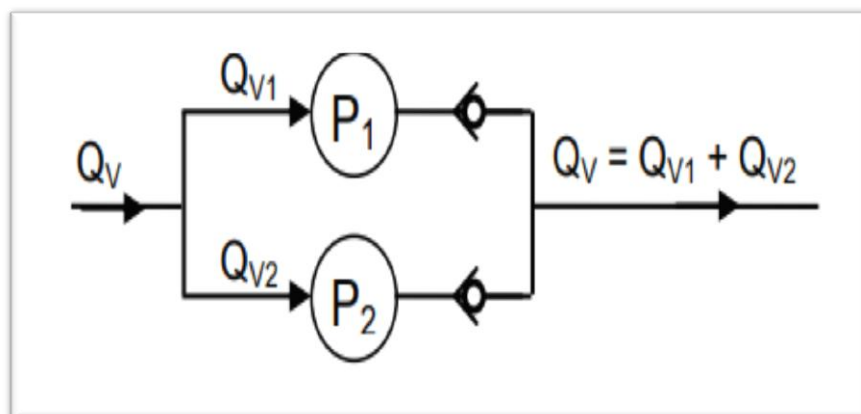


Figure 6.5 : Couplage de pompes en parallèle

Pour ce cas de couplage on a :

- $H_{mt\ total} = H_{mt1} = H_{mt2}$
- $Q_V = Q_{V1} + Q_{V2}$

**6.8) Point de fonctionnement d'une pompe**

Le point de fonctionnement d'une pompe centrifuge est le point d'intersection de la courbe débit-hauteur de la pompe «  $H_p = f(Q)$  » et de la courbe caractéristique de réseau «  $H_c = f(Q)$  ».

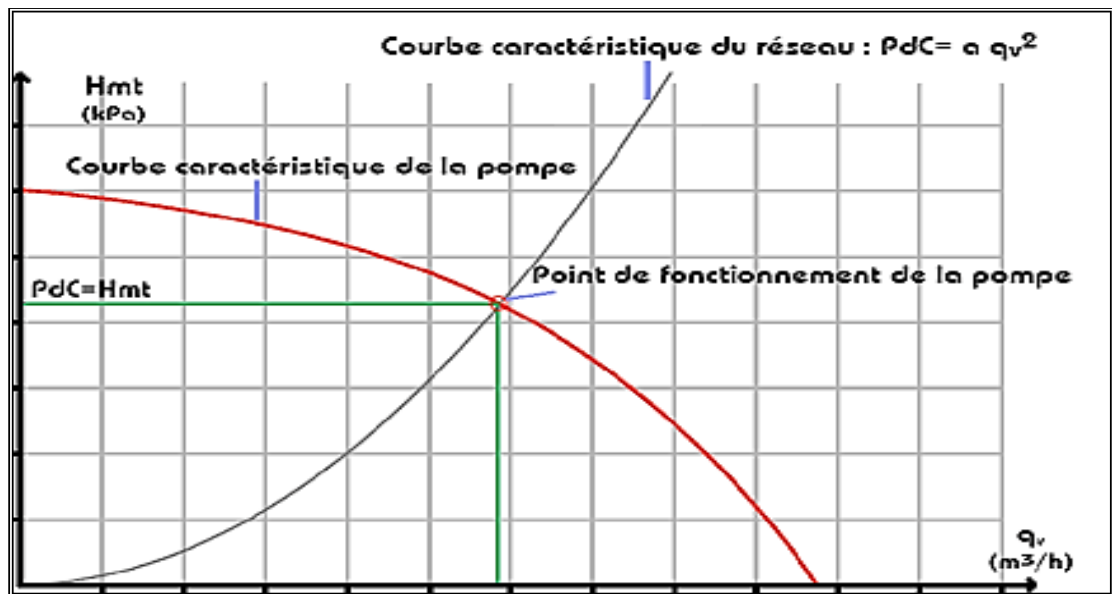


Figure 6.6 : Le point de fonctionnement d'une pompe

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications à savoir :

**✚ Modification du temps de pompage**

La méthode consiste à garder le point de fonctionnement obtenue, et on cherche le nouveau temps de pompage, tout en conservant le volume d'eau constant à l'aide de l'équation suivante :

Le volume d'eau sera :

$$Q * T = cst \tag{6.4}$$

Donc :

$$Q_1 * T_1 = Q_2 * T_2 \tag{6.5}$$

✓ Le nouveau temps de pompage sera :

$$T_2 = \frac{Q_1 \cdot T_1}{Q_2} \quad (6.6)$$

Avec :

- $T_2$  : Le nouveau temps de pompage ;
- $T_1$  : Temps de pompage, pour notre cas est 20h ;
- $Q_1$  : Le débit au point de fonctionnement désiré ;
- $Q_2$  : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage.

✓ La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_2 \cdot H_2}{\eta} \quad (6.7)$$

Avec :

- $g$  : l'accélération de la pesanteur ;
- $Q_2$  : Le débit au point de fonctionnement de la pompe ;
- $H_2$  : La hauteur manométrique totale du point de fonctionnement de la pompe ;
- $\eta$  : Le rendement (%).

#### ✚ Régulation par étouffement « le vannage »

Cette méthode se fait on acceptant la caractéristique de la pompe  $H = f(Q)$ , et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charge afin d'obtenir le débit désiré.

✓ Perte de charge engendrée par le vannage :

$$h = H' - H_1 \quad (6.8)$$

Avec :

- $H'$  : Hauteur correspondant à la projection du débit désiré sur la courbe caractéristique de la pompe en (m).

✓ La puissance absorbée est :

$$P_a' = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H'}{\eta} \quad (6.9)$$

### ✚ Rognage de la roue

Le rognage intervient par la réduction du diamètre extérieur de la roue, ce qui entraîne une diminution de la hauteur d'élevation mais pour la même vitesse de rotation,

Pour faire passer la courbe  $H = f(Q)$  de la pompe par le point de fonctionnement désiré (P), on trace une droite passant par l'origine et le point P, celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 ( $Q_3, H_3$ ) qui est le point homologue de P avant le rognage (Figure (6.7)). On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_3}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_3}\right)^{1/2} = \frac{d}{D} \quad (6.10)$$

D'où :

- **m** : coefficient de rognage ;
  - **d** : Diamètre de la roue après rognage (m) ;
  - **D** : Diamètre de la roue avant rognage (m).
- Le pourcentage de rognage est :  $R = 1 - m$  (%)
- La puissance absorbée par la pompe sera

$$P_a = \frac{g \cdot Q_3 \cdot H_3}{\eta} \quad (6.11)$$

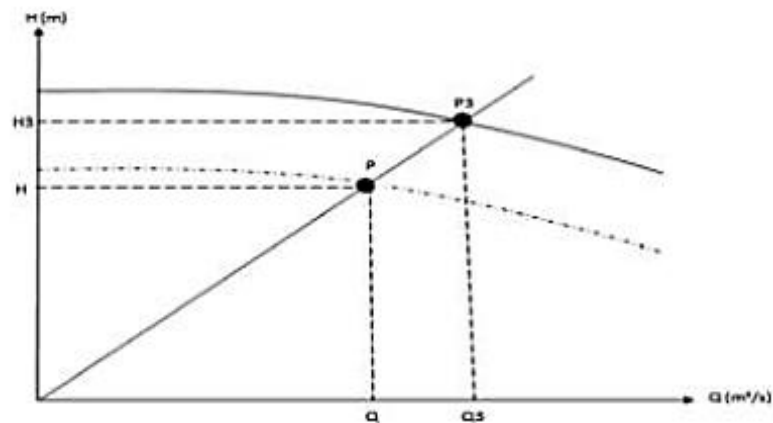


Figure 6.7 : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage

**✚ Variation de la vitesse**

La diminution de la vitesse de rotation entraîne la diminution du débit ainsi que la puissance absorbée.

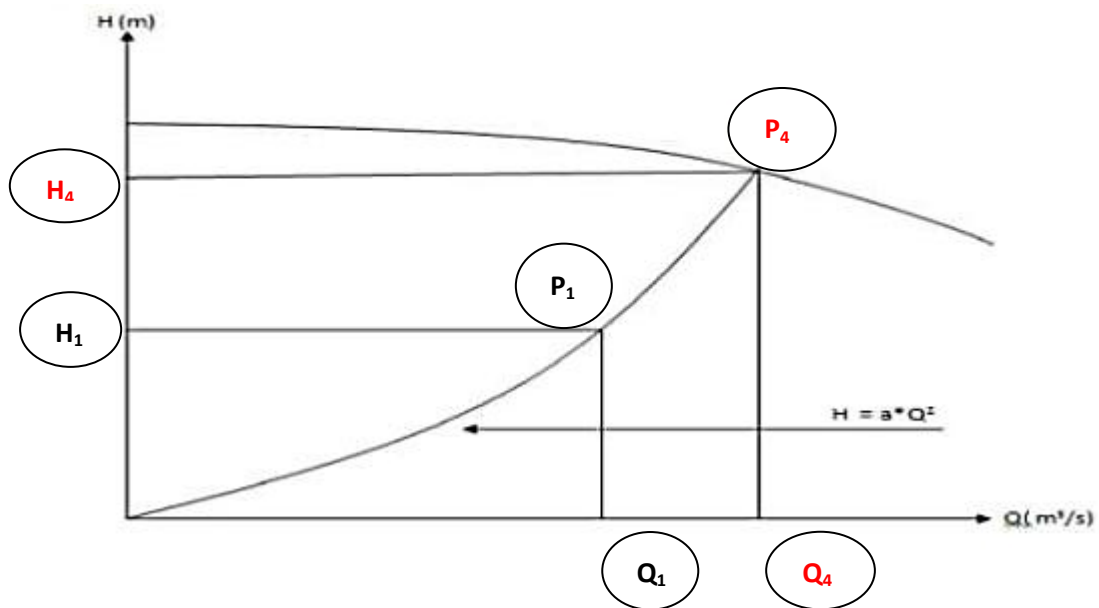
On trace la courbe iso-rendement ( $H = a \cdot Q^2$ ) qui passe par l'origine et par le point  $P_1(Q_1, H_1)$  et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point  $P_4(Q_4, H_4)$ .

✓ La nouvelle vitesse de rotation sera :

$$N' = N * \frac{Q_1}{Q_4} \tag{6.12}$$

✓ La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta} \tag{6.13}$$



**Figure 6.8 : Recherche du point de fonctionnement désiré par variation de la vitesse de rotation**

**6.9) Etude de cavitation**

La cavitation est le phénomène qui correspond à une vaporisation du liquide, c'est-à-dire à un changement de phase (phase liquide en phase vapeur), celui-ci se fait par diminution de la pression du liquide au-dessus de la pression de vapeur saturante à température constante.

Ce phénomène perturbe profondément le fonctionnement de la pompe provoquant : bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement, ...) et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.



**Figure 6.9 : Photo illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge**

Pour éviter la cavitation dans les pompes, on doit assurer une certaine pression à l'aspiration dite charge nette minimale disponible à l'aspiration «  $NPSH_d$  » donnée par l'utilisateur, qui doit être supérieure à la charge nette minimale requise «  $NPSH_r$  » donnée par le constructeur.

✚ La condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (6.14)$$

❖ Pour une alimentation en charge:

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho * g} + H_a - (J_a + T_v) \quad (6.15)$$

❖ Pour une alimentation en dépression :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho * g} - H_a - (J_a + T_v) \quad 6.16$$

Avec :

$$\frac{P_0}{\rho * g} = 10,33 - (0,0012 \times C_a)$$

D'où :

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

Les valeurs de la tension de vapeur en fonction de la température sont données dans le tableau (6.1), dans notre étude on prend  $T^\circ=20^\circ\text{C}$ .

**Tableau 6.1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température**

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

## 6.10) Etude et choix des pompes du projet

Le choix des pompes pour chaque tronçon, se fait comme suit :

### 6.10.1) Tronçon SR3 projetée - SR4 projetée

#### ❖ Caractéristique de la conduite

- Q refoulé = 11.32 l/s ;
- $H_{geo} = 164$  m ;
- $H_{mt} = 212.979$  m ;
- $L = 1200$  m ;
- $D = 125$  mm.

#### ❖ Choix de pompe

En tenant compte du débit (Q), de la hauteur manométrique (Hmt) et de la hauteur géométrique ( $H_{geo}$ ), le logiciel des pompes CAPRARI, nous propose une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontale de type **PM50/6A**.

Les caractéristiques de la pompe sont dans le tableau (6.2)

Tableau 6.2 : Caractéristique de la pompe en fonction de leurs nombres

Caractéristiques	Point de fonctionnement Désiré	Point de fonctionnement effectif
Q (l/s)	11.32	11.9
H (m)	212.979	218
P (Kw)	/	38.4
$\eta$ (%)	/	66.5
NPSH <sub>r</sub> (m)	/	5.12

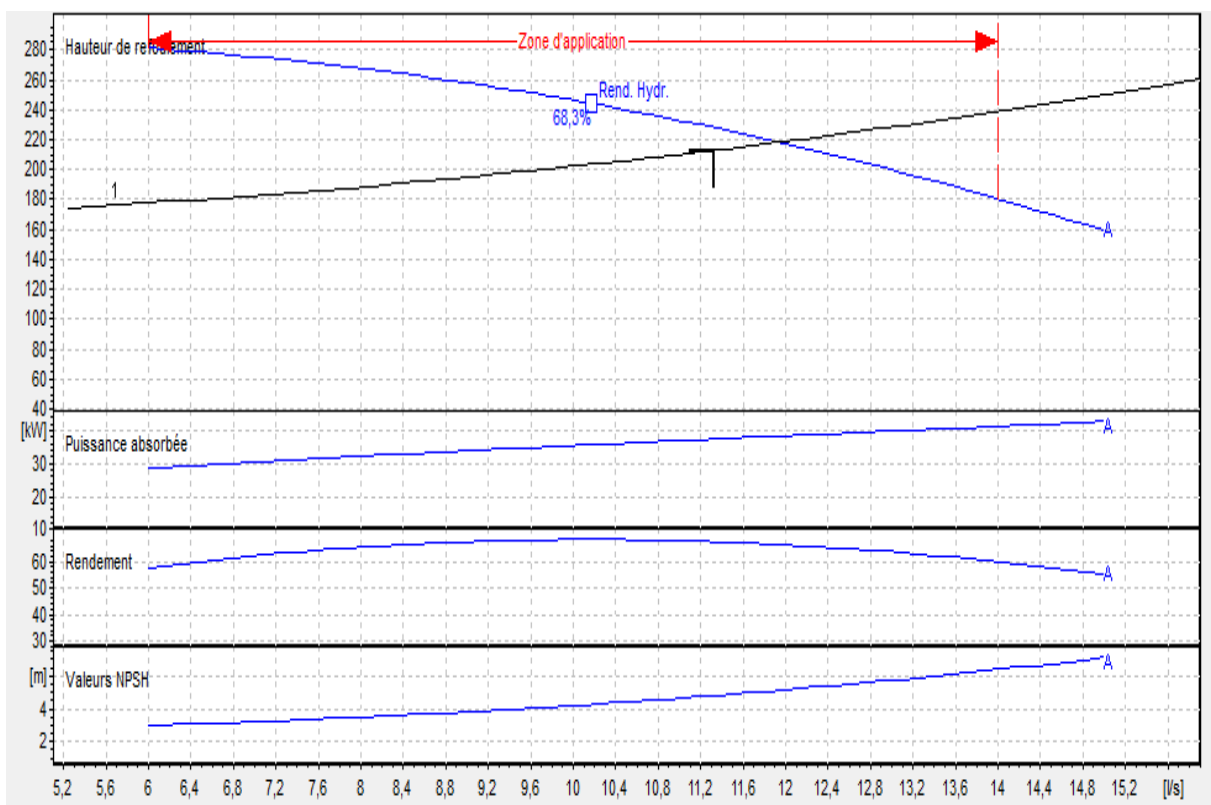


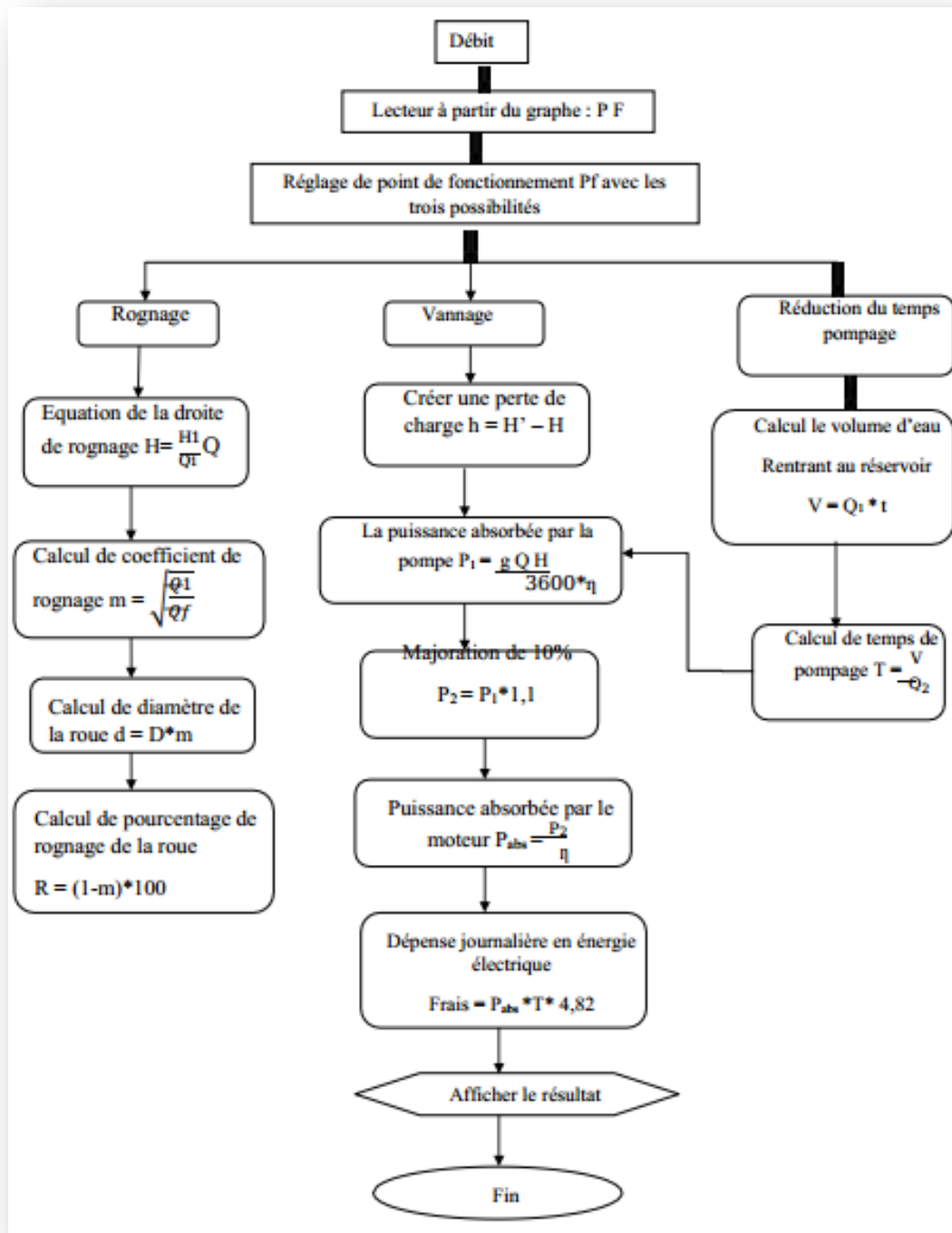
Figure 6.10 : Caractéristiques techniques de la pompe et de la conduite données par CAPRARI

D'après la figure (6.9), on remarque que le point de fonctionnement (**11.9 ; 218**) coïncide pas avec le point désiré (**11.32 ; 212.979**)

✚ Réalisation du point de fonctionnement

Dans le but d'optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudions trois variantes à savoir : modification du temps de pompages, le vannage et le rognage.

Organigramme pour a détermination du point de fonctionnement



## a) Modification du temps de pompage

✓ Le nouveau temps de pompage est :

A partir de la relation (6.6) :

$$T_2 = 20 * \frac{11.32}{11.9}$$

D'où :

$$T_2 = 19.03 \text{ h}$$

✓ La puissance absorbée sera :

$$P_1 = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{1000 \times \eta} = \frac{9.81 \times 11.9 \times 218}{1000 \times 0.665}$$

D'où :

$$P_1 = 36.40 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_2 = P_1 * 1.1 ; P_2 = 36.40 * 1.1 ; P_2 = 40.04 \text{ Kw}$$

- La puissance absorbée par la moteur (90%) :

$$P_{\text{abs}} = \frac{P_2}{n_m} ; P_{\text{abs}} = \frac{40.04}{0.665} ; P_{\text{abs}} = 60.21 \text{ Kw}$$

✓ Dépenses journalières en énergie électrique (DA):

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} * T_2 * P_{\text{ue}} \quad \text{Avec : } P_{\text{ue}} = 4.82 \text{ DA /h}$$

$$\text{Frais} = 5522.74 \text{ DA}$$

## b) Régulation par étouffement (le vannage) :

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

$$h = H' - H$$

$H'$ : hauteur correspondant à la projection du débit désiré sur la courbe caractéristique de la pompe.

$$H' = 228 \text{ m.}$$

D'où :

$$h = 228 - 212.979 = 15.021 \text{ m}$$

✓ La puissance absorbée sera :

$$P_a' = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} = \frac{9.81 \times 11.32 \times 228}{1000 \times 0.665}$$

$$P_a' = 38.07 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_2 = P_1 \times 1.1 ; \quad P_2 = 38.07 \times 1.1 ; \quad P_2 = 41.88 \text{ Kw}$$

- La puissance absorbée par la moteur (90%) :

$$P_{\text{abs}} = \frac{P_2}{n_m} ; \quad P_{\text{abs}} = \frac{41.88}{0.665} ; \quad P_{\text{abs}} = 62.98 \text{ Kw}$$

✓ Dépenses journalières en énergie électrique (DA):

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} * T_1 * P_{\text{ue}} \quad \text{Avec :} \quad P_{\text{ue}} = 4.82 \text{ DA /h}$$

$$\text{Frais} = 6071.27 \text{ DA}$$

### c) Rognage de la roue :

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage

$$H = \frac{H_1}{Q_1} Q \quad ; \quad H = \frac{212.979}{11.32} Q \quad ; \quad H = 18.81 * Q$$

- $H_1$  : hauteur manométrique totale demandé (m) ;
- $Q_1$  : débit demandé (l/s).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = D \sqrt{\frac{Q_1}{Q_3}} \quad ; \quad d = 125 \sqrt{\frac{11.32}{11.4}} \quad ; \quad d = 124.56 \text{ mm}$$

Avec :

- $d$  : diamètre extérieur de la roue avant le rognage = 125 mm ;
- $D$  : diamètre extérieur de la roue après le rognage en (mm) ;
- $Q_3$  : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ( $Q_3 = 11.4$  l/s) ;
- $H_3$  : La hauteur manométrique correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ( $H_3 = 230$  m).

Le coefficient de rognage est :

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_3}} = \sqrt{\frac{11.32}{11.4}} = 0.99$$

Le rendement de rognage est :

$$R = (1-m) \times 100 = 1\%$$

$R\% = 1\% < 15\%$  , d'où : Le taux de rognage est tolérable

- La puissance absorbée est :

$$P_1 = \frac{g \times Q_m \times H_m}{1000 \times \eta} = \frac{9.81 \times 11.4 \times 230}{1000 \times 0.665} ; \quad P_1 = 38.68 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_2 = P_1 \times 1.1 ; \quad P_2 = 38.68 \times 1.1 ; \quad P_2 = 42.55 \text{ Kw}$$

- La puissance absorbée par la moteur (90%) :

$$P_{abs} = \frac{P_2}{\eta_m} ; \quad P_{abs} = \frac{42.55}{0.665} ; \quad P_{abs} = 63.98 \text{ Kw}$$

✓ Dépenses journalières en énergie électrique (DA):

$$\text{Frais} = P_{abs} \times T_1 \times P_{ue} \quad \text{Avec :} \quad P_{ue} = 4.82 \text{ DA /h}$$

$$\text{Frais} = 63.98 \times 20 \times 4.82$$

$$\text{Frais} = 6167.67 \text{ DA}$$

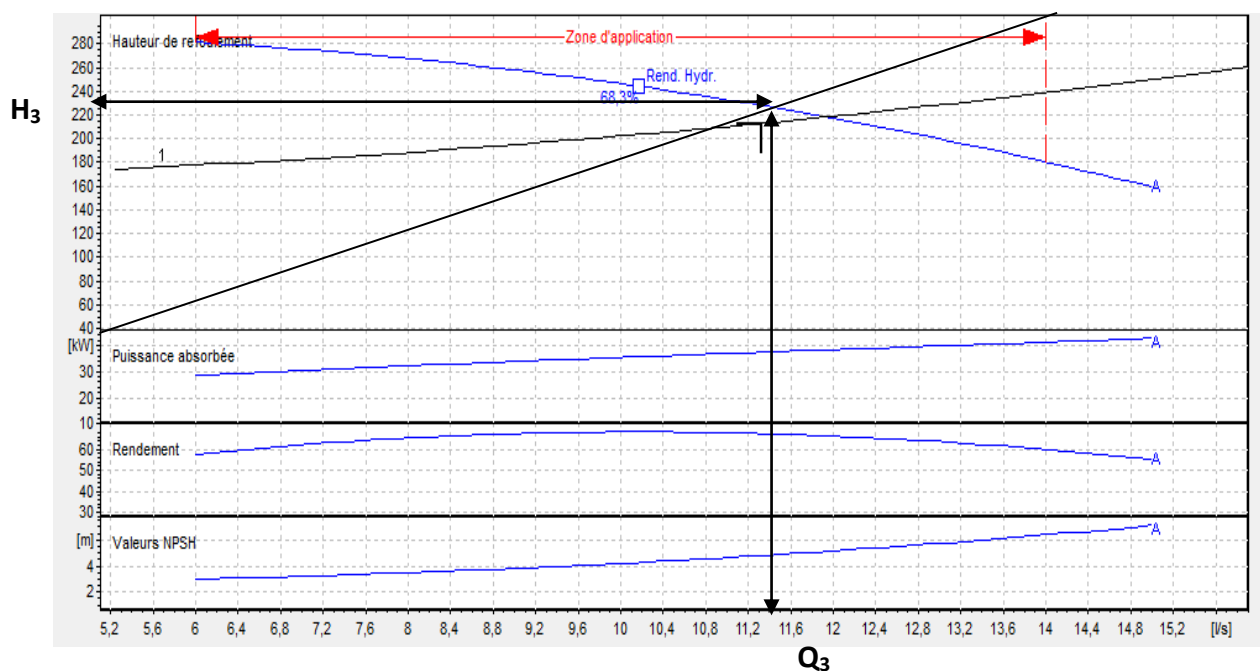


Figure 6.11 : Mode de réglage par rognage de la pompe (PM50/6A)

Tableau 6.3 : Récapitulation des études de variantes

Variante	Dépenses journalières (DA)
Réduction du temps de pompage	5522.74
Vannage	6071.27
Rognage	6167.67

Notre choix se portera sur la première variante (réduction du temps de pompage) qui présente une meilleure économie, et qui nous assure un rendement plus élevé et une puissance absorbée plus faible.

❖ **Etude de la cavitation :**

- Cote de réservoir SR3 = 188 m
- Cote de la station SR3 = 186 m
- $H_a = 188 - 186 = 2$  m
- $(NPSH)_r = 5.12$  m

$H_a > 0$ , donc la pompe est montée en charge.

En appliquant la relation (6.15), on aura :

$$(NPSH)_d = 10.33 - (0.0012 \times 188) + 2 - (0 - 0.24) = 11.86 \text{ m}$$

On remarque que :  $(NPSH)_d > (NPSH)_r$ , donc cette pompe est correctement installé contre le phénomène de cavitation.

**6.10.2) Tronçon SR4 projetée – R de tête (R1)**

❖ **Caractéristique de la conduite**

- Q refoulé = 11.32 l/s ;
- $H_{geo} = 158$  m ;
- $H_{mt} = 171.29$  m  $\approx 171$  m ;
- L = 1120 m ;
- D = 125 mm.

❖ Choix de pompe

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type **HMU50-2/5C**.

Les caractéristiques de la pompe sont dans le tableau (6.4)

Tableau 6.4 : Caractéristique de la pompe en fonction de leurs nombres

Caractéristiques	Point de fonctionnement Demandé	Point de fonctionnement effectif
Q (l/s)	11.32	12
H (m)	171.29	173
P (Kw)	/	28.9
$\eta$ (%)	/	70.4
NPSH <sub>r</sub> (m)	/	2.18

Les Caractéristiques techniques de la pompe et de la conduite données par CAPRARI sont représentées dans la figure (6.12) ci-après :

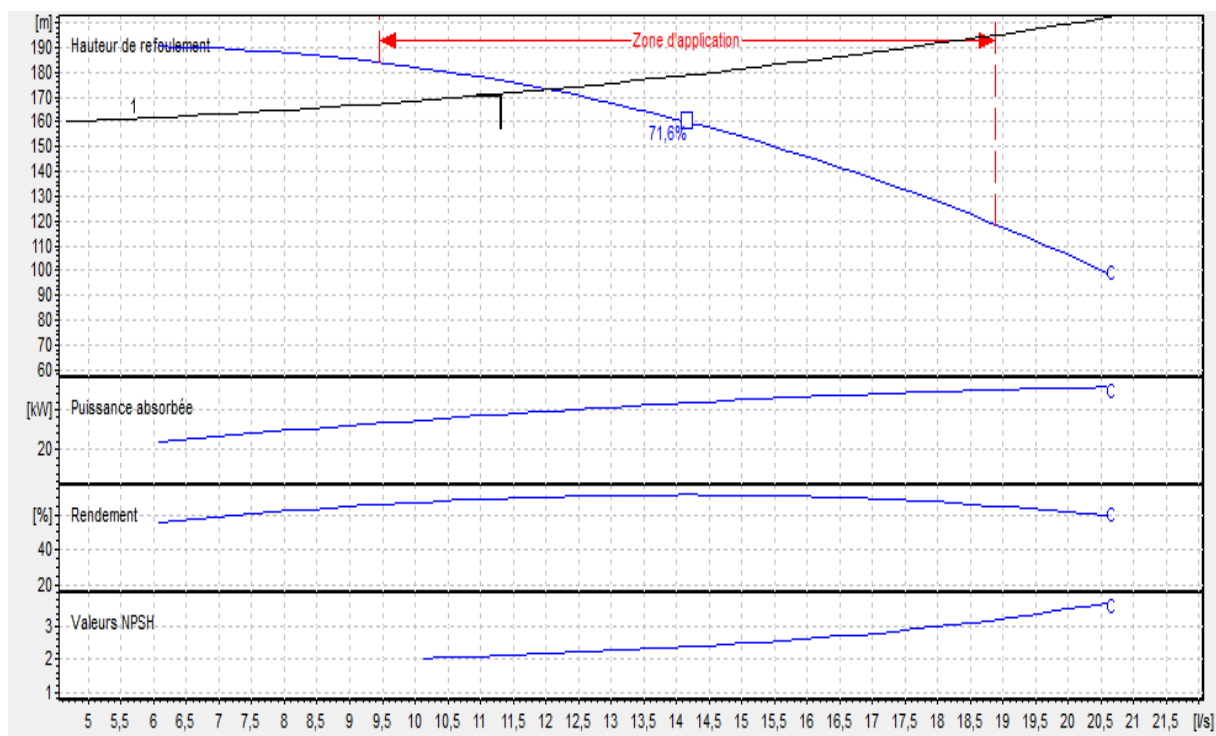


Figure 6.12 : Caractéristiques techniques de la pompe et de la conduite données par CAPRARI

D'après la figure (6.12), on remarque que le point de fonctionnement (12; 173) ne coïncide pas avec le point désiré (11.32 ; 171.29).

✚ Réalisation du point de fonctionnement

a) Modification du temps de pompage

✓ Le nouveau temps de pompage est :

A partir de la relation (6.6) :

$$T_2 = 20 * \frac{11.32}{12}$$

D'où :

$$T_2 = 18.87 \text{ h}$$

✓ La puissance absorbée sera :

$$P_1 = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{1000 \times \eta} = \frac{9.81 \times 12 \times 173}{1000 \times 0.704}$$

D'où :

$$P_1 = 28.93 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_2 = P_1 * 1.1 ; P_2 = 28.93 * 1.1 ; P_2 = 31.82 \text{ Kw}$$

- La puissance absorbée par la moteur (90%) :

$$P_{abs} = \frac{P_2}{\eta_m} ; P_{abs} = \frac{31.82}{0.704} ; P_{abs} = 45.2 \text{ Kw}$$

✓ Dépenses journalières en énergie électrique (DA):

$$\text{Frais} = P_{abs} * T_2 * P_{ue} \quad \text{Avec : } P_{ue} = 4.82 \text{ DA /h}$$

$$\text{Frais} = 4111.09 \text{ DA}$$

b) Régulation par étouffement (le vannage) :

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

$$h = H' - H$$

H': hauteur correspondant à la projection du débit désiré sur la courbe caractéristique de la pompe.

$$H' = 177 \text{ m.}$$

D'où :

$$h = 177 - 173 = 4 \text{ m}$$

✓ La puissance absorbée sera :

$$P_a' = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} = \frac{9.81 \times 11.32 \times 177}{1000 \times 0.704}$$

$$P_a' = 27.92 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_2 = P_1 \times 1.1 ; \quad P_2 = 27.92 \times 1.1 ; \quad P_2 = 30.71 \text{ Kw}$$

- La puissance absorbée par la moteur (90%) :

$$P_{\text{abs}} = \frac{P_2}{\eta_m} ; \quad P_{\text{abs}} = \frac{30.71}{0.704} ; \quad P_{\text{abs}} = 43.62 \text{ Kw}$$

✓ Dépenses journalières en énergie électrique (DA):

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} * T_1 * P_{\text{ue}} \quad \text{Avec : } P_{\text{ue}} = 4.82 \text{ DA /h}$$

$$\text{Frais} = 4204.97 \text{ DA}$$

c) Rognage de la roue :

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage

$$H = \frac{H_1}{Q_1} Q \quad ; \quad H = \frac{171.291}{11.32} Q \quad ; \quad H = 15.13 * Q$$

- $H_1$  : hauteur manométrique totale demandé (m) ;
- $Q_1$  : débit demandé (l/s).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = D \sqrt{\frac{Q_1}{Q_3}} \quad ; \quad d = 125 \sqrt{\frac{11.32}{11.6}} \quad ; \quad d = 123.48 \text{ mm}$$

Avec :

- $d$  : diamètre extérieur de la roue avant le rognage = 125 mm ;
- $D$  : diamètre extérieur de la roue après le rognage en (mm) ;
- $Q_3$  : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ( $Q_3 = 11.6 \text{ l/s}$ ) ;
- $H_3$  : La hauteur manométrique correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ( $H_3 = 172 \text{ m}$ ).

Le coefficient de rognage est :

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_3}} = \sqrt{\frac{11.32}{11.6}} = 0.98$$

Le rendement de rognage est :

$$R = (1-m) \times 100 = 2\%$$

$R\% = 2\% < 15\%$  , d'où : Le taux de rognage est tolérable

- La puissance absorbée est :

$$P_1 = \frac{g \times Q_3 \times H_3}{1000 \times \eta} = \frac{9.81 \times 11.6 \times 172}{1000 \times 0.704} ; \quad P_1 = 27.8 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_2 = P_1 \times 1.1 ; \quad P_2 = 27.8 \times 1.1 ; \quad P_2 = 30.58 \text{ Kw}$$

- La puissance absorbée par la moteur (90%) :

$$P_{\text{abs}} = \frac{P_2}{n_m} ; \quad P_{\text{abs}} = \frac{30.58}{0.704} ; \quad P_{\text{abs}} = 43.44 \text{ Kw}$$

✓ Dépenses journalières en énergie électrique (DA):

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} * T_1 * P_{\text{ue}} \quad \text{Avec : } P_{\text{ue}} = 4.82 \text{ DA /h}$$

$$\text{Frais} = 43.44 * 20 * 4.82$$

$$\text{Frais} = 4187.62 \text{ DA}$$

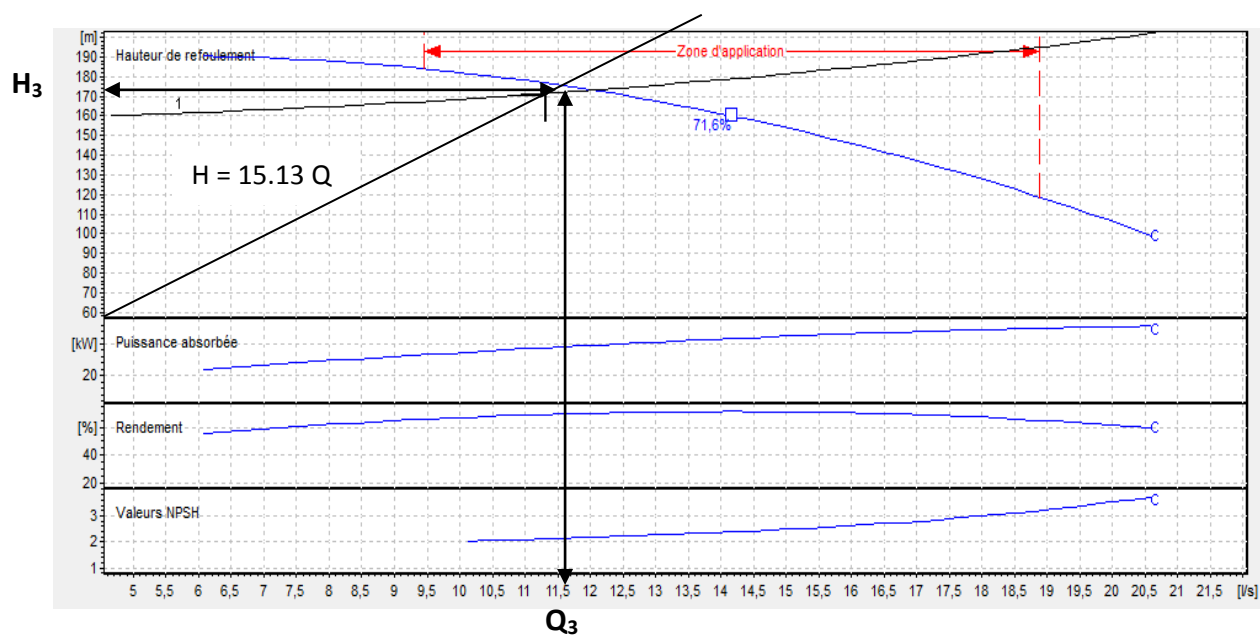


Figure 6.13 : Mode de réglage par rognage de la pompe (HMU50-2/5C)

Tableau 6.5 : Récapitulation des études de variantes

Variante	Dépenses journalières (DA)
Réduction du temps de pompage	4111.09
Vannage	4204.97
Rognage	4187.62

Notre choix se portera sur la première variante (réduction du temps de pompage) qui présente une meilleure économie, et qui nous assure un rendement plus élevé et une puissance absorbée plus faible.

❖ Etude de la cavitation :

- Cote de réservoir SR4 = 350 m
- Cote de la station SR4 = 348 m
- $H_a = 350 - 348 = 2$  m
- $(NPSH)_r = 2.18$  m

$H_a > 0$ , donc la pompe est montée en charge.

En appliquant la relation (6.15), on aura :

$$(\text{NPSH})_d = 10.33 - (0.0012 \times 350) + 2 - (0 - 0.24) = 11.67 \text{ m}$$

On remarque que :  $(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$ , donc cette pompe est correctement installée contre le phénomène de cavitation.

### **6.10.3) Tronçon SR3 projetée – R Tizi N'Tlakht (R2)**

#### **❖ Caractéristique de la conduite**

- $Q_{\text{refoulé}} = 1.6 \text{ l/s} = 5.76 \text{ m}^3/\text{h}$  ;
- $H_{\text{geo}} = 148 \text{ m}$  ;
- $H_{\text{mt}} = 253.437 \text{ m}$  ;
- $L = 1120 \text{ m}$  ;
- $D_{\text{ext}} = 50 \text{ mm}$ .

#### **❖ Choix de pompe**

Concernant ce tronçon caractérisé par un débit de  $Q = 1.6 \text{ l/s}$  et une hauteur manométrique totale de  $H_{\text{mt}} = 253.437 \text{ m}$ , nous n'avons pas trouvé de pompe qui convient de type CAPRARI et Jeumont Schneider.

Nous préconisons de voir d'autres constructeurs de pompe construisant des machines pour de faibles débits et fortes Hmt.

**Conclusion**

A travers ce chapitre, nous avons déterminé à l'aide du catalogue CAPRARI et Schneider le type de pompes qui assurant le débit et la charge nécessaires pour le transport de l'eau vers le point considéré. Pour assurer un bon fonctionnement, nous avons apporté des modifications au point de fonctionnement. Enfin, nous avons vérifié la condition du non cavitation pour chaque pompe.

Le récapitulatif des pompes retenues pour le réseau est mentionné dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 6.6 : Récapitulatif des pompes retenues pour le réseau**

Tronçons	Type de pompe	Vitesse de rotation (tr/min)	Nombre D'étage	Le diamètre de refoulement (mm)	Le diamètre de la bride d'aspiration (mm)
SR3 projetée -SR4 projetée	Pompe centrifuge multicellulaire ; PM50/6A	2900	6	50	80
SR4 projetée -R de tête (R1)	Pompe centrifuge multicellulaire ; HMU50-2/5C	2900	5	50	80
SR3 projetée - R Tizi N'Tlakht (R2)	/	/	/	/	/

# **Conclusion générale**

### Conclusion générale

Au terme de cette étude qui nous a été proposé par la direction hydraulique de la wilaya de Tizi-Ouzou, nous avons essayé d'apporter une contribution à l'alimentation en eau potable des quatre villages de la commune ait Mahmoud daïra béni douala à partir du barrage TAKSEBT.

En réalisant une collecte de données relatives aux besoins, Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour **l'horizon 2051**, dont la population de la région d'étude atteindra **4049 habitants** (pour les quatre villages) en se basant sur un taux d'accroissement annuel **2%**

Les besoins en eau de notre zone sont estimés à **929.69m<sup>3</sup>/j** soit **Q<sub>max, j</sub> = 10.76 l/s**.

Pour le dimensionnement du réseau d'adduction dont le linéaire total est de **6215 m** et afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude et son acheminement Gravitaire et par refoulement, nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter **deux (2) stations de reprises et quatre (4) nouveaux réservoirs** comme suit :

Un réservoir au niveau de **la SR3** de capacité de **150 m<sup>3</sup>**.

Un réservoir au niveau de **la SR4** de capacité de **150m<sup>3</sup>**.

Un réservoir de tête (**R1**) de capacité de **150 m<sup>3</sup>**.

Un réservoir de capacité de **50 m<sup>3</sup>** au village Tizi N'Tlakht (**R2**)

Un réservoir de capacité **100m<sup>3</sup>** au village d'Ait El Hadj (**R3**).

Un réservoir de **150 m<sup>3</sup>** au village d'Ait Khelfoun (**R4**).

Le choix des matériaux des conduites s'est porté sur le **PEHD** (Poly Ethylène Haute Densité) via les avantages qu'il présente (non corrosif, de bonnes caractéristique hydraulique, flexibles, disponible sur le marché ...) et nous avons déterminé les diamètres des conduites de l'adduction gravitaire (**DN 100 mm, DN 75 mm, DN 50 mm**), les diamètres économiques des conduites d'adduction par refoulement (**DN 125 mm, DN 50 mm**) avec des vitesses acceptables selon la pression de service trouvée.

Le choix des pompes adéquates afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'au consommateur s'est porté sur les pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal vu leur rendement qui est très élevés.

À l'aide du catalogue numérique CAPRARI, on a obtenu les différents types de pompes ci-après :

**Tronçon SR3 projetée – SR4 projetée**, nous avons opté pour la pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type **(PM50/6A)**.

**Tronçon SR4 projetée – R de tête (R1)**, nous avons opté pour la pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type **(HMU50-2/5C)**.

**Tronçon SR3 projetée – R Tizi N'Tlakht (R2)**, nous préconisons de voir d'autres constructeurs de pompe.

La protection de la conduite en refoulement reliant la SR3 projetée et la SR4 projetée contre le coup de bélier se fera à l'aide d'un réservoir d'air (**eau + air comprimé**) de volume  **$U_0 = 98.34$  litres**.

Ce projet nous a permis de traiter les principales étapes du dimensionnement d'un réseau d'AEP, nous espérons que ce modeste travail servira pour les étudiants comme support et référence pour ce type d'études.

# **Références bibliographiques**

### Références bibliographiques

**OUZIA D**, Etude du renforcement en AEP des villages Taourirt Aden, Thalioune et Tigrine à partir de la chaîne de Mekla, wilaya de Tizi-Ouzou ; projet de fin d'étude, 2020.

**Ait HAMMOU K et BELHADJ N**, Etude d'adaptation du réseau d'AEP des villages Tahchat, Thala Achrine, Idouchouthene à partir du réservoir Tizi Badhou, wilaya de T.O , Projet de fin d'étude, 2020.

**AHSENE L**, AEP de la commune de Tizi N'Tleta à partir du piquage sur la conduite de transfert Koudiat Acerdoune wilaya de Tizi-Ouzou; projet de fin d'étude d'université de Béjaia, 2015.

**HAFFARESSAS N**, AEP de la nouvelle ville d'oued Zénati de wilaya de Guelma, projet fin d'étude, Université de Guelma, 2019.

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

**RENOU L, SADI OUFELLA N et DEKIK D**, Étude du renforcement de la chaîne d'alimentation en eau potable des six villages de la commune d'Ighrem de wilaya de Béjaia (UMMTO), 2019.

**AFRICAN GEOSYSTEMCOMPANY**

**PDAU de la commune d'Ait Mahmoud.**

---

### Webographie.

[www.infoclimat.fr](http://www.infoclimat.fr) : climatologie de wilaya de Tizi-Ouzou, année 2021.

[www.caprari.com](http://www.caprari.com) : logiciel de choix de pompe (CAPRARI PUMP TUTOR).

Catalogue de Schneider : choix de pompe.

# **Annexes**



SOCIÉTÉ DE TRANSFORMATION PLASTIQUE

Mobile : (+213) 550 449 520  
 Téléphone : (+213) 36 54 10 37  
 T é l é f a x : (+213) 36 54 10 34  
 E-mail : admin@setif-pipe.dz  
 Site web : www.setif-pipe.dz

Adresse : Zone d'activités Ain Arnat, SETIF

Diamètre	Epaisseur [mm]			
	PN 06	PN 16	PN 20	PN 25
20	**	2	2.3	3
25	**	2.3	3	3.5
32	**	3	3.6	4.4
40	**	3.7	4.5	5.5
50	2	4.6	5.6	6.9
63	2.5	5.8	7.1	8.6
75	2.9	6.8	8.4	10.3
90	3.5	8.2	10.1	12.3
110	4.2	10	12.3	15.1
125	4.8	11.4	14	17.1
160	6.2	14.6	17.9	21.9
200	7.7	18.2	22.4	27.4
250	9.6	22.7	27.9	34.2
315	12.1	28.6	35.2	43.1
400	15.3	36.3	44.7	54.7
500	19.1	45.4	55.8	**
630	24.1	57.2	**	**

### Diamètres, prix et PN des conduites en fonte ductile

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>L'épaisseur (mm)</b>	<b>Pression nominale (bar)</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>
<b>100</b>	4.8	40	2800
<b>125</b>	4.8	40	3000
<b>150</b>	5	40	3300
<b>200</b>	5.4	40	3800
<b>250</b>	5.8	40	5750
<b>300</b>	6.2	40	6500
<b>350</b>	7.8	30	8750
<b>400</b>	7.8	30	11000
<b>450</b>	7.8	30	15300
<b>500</b>	7.8	30	19600
<b>600</b>	7.8	30	20300
<b>700</b>	7.8	25	42000



Production de Tube PEHD:  
Assainissement (Tube Annelé)

# Eaux Potables Réseaux D'Irrigation

## BORDERAUX DES PRIX UNITAIRE EN HT

### TUBE PEHD PE 100

DIMENSION	PN 06	PN 10	PN 16	PN 20	PN 25
<b>DN 20</b>	18.00	23.00	35.00	41.00	49.00
<b>DN 25</b>	27.00	37.00	51.00	65.00	72.00
<b>DN 32</b>	44.00	51.00	82.00	101.00	116.00
<b>DN 40</b>	65.00	81.00	128.00	158.00	180.00
<b>DN 50</b>	93.00	126.00	199.00	244.00	281.00
<b>DN 63</b>	146.00	202.00	314.00	391.00	442.00
<b>DN 75</b>	200.00	284.00	439.00	547.00	627.00
<b>DN 90</b>	291.00	409.00	636.00	792.00	899.00
<b>DN 110</b>	427.00	612.00	944.00	1 174.00	1 350.00
<b>DN 125</b>	550.00	780.00	1 225.00	1 519.00	1 736.00
<b>DN 160</b>	911.00	1 282.00	2 002.00	2 479.00	2 838.00
<b>DN 200</b>	1 407.00	2 008.00	3 122.00	3 884.00	4 451.00
<b>DN 250</b>	2 190.00	3 107.00	4 870.00	6 028.00	6 931.00
<b>DN 315</b>	3 466.00	4 959.00	7 708.00	9 600.00	10 994.00
<b>DN 400</b>	5 587.00	8 006.00	12 428.00	15 473.00	17 716.00



Production de Tube PEHD:  
Assainissement (Tube Annelé)

## Eaux Potables Réseaux D'Irrigation

### BORDERAUX DES PRIX UNITAIRE EN HT

#### TUBE ASSINISSEMENT ANNELE

DIMENSION	UNITE	PRIX HT
DN 200	ML	900.00
DN 250	ML	1 200.00
DN 315	ML	1 700.00
DN 400	ML	2 800.00
DN 500	ML	4 800.00

**Mobile** : 0560 93 18 62

0770 19 86 16

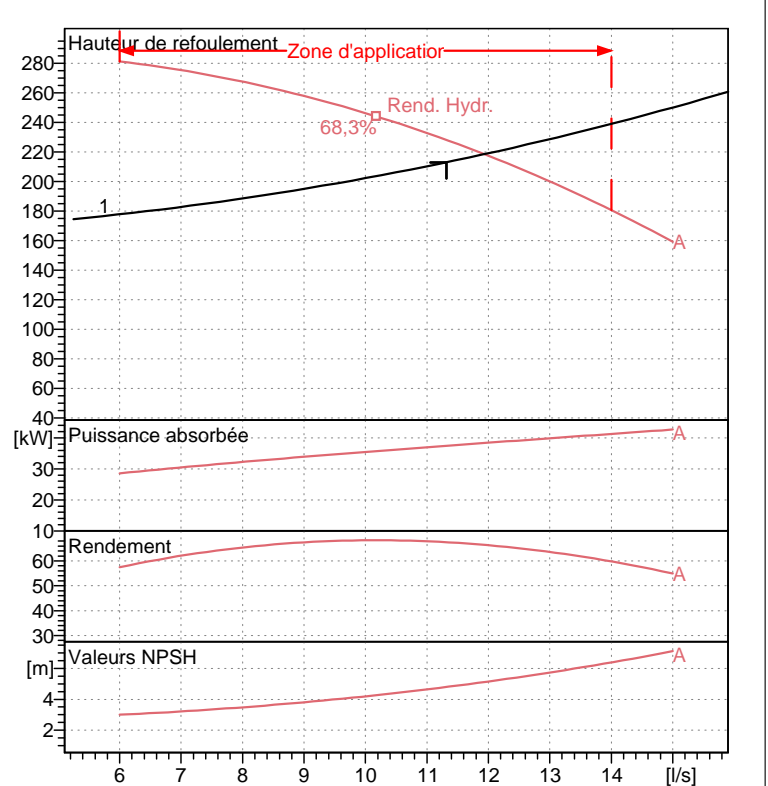
0770 19 86 09

**Tel** : 0471 20 48 61

Email : [allpipe.commercial15@gmail.com](mailto:allpipe.commercial15@gmail.com)

<b>PM 50/ 6 A</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	11,3 l/s
Hauteur de refoulement	213 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	11,9 l/s
Hauteur de refoulement	218 m
Puissance absorbée	38,4 kW
Rendement	66,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	279 m
Orif. de refoulement	DN 50 (UNI PN40)
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	690 V
Vitesse nominale	2960 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	45 kW
Intensité nominale	77,6 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	20 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
P2 maxi arbre pompe	102 kW
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	432 kg

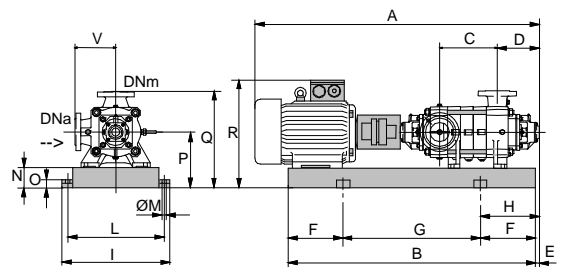
<b>Matériaux</b>	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

- Dimensions mm**
- A = 1710
  - B = 1390
  - C = 377
  - D = 227
  - DNa = 65/PN8-25
  - DNm = DN 50 (UNI PN40)
  - E = 156
  - F = 200
  - G = 990
  - H = 356
  - I = 560
  - L = 510
  - M = 20
  - N = 120
  - O = 42
  - P = 345
  - Q = 540
  - R = 600
  - V = 195

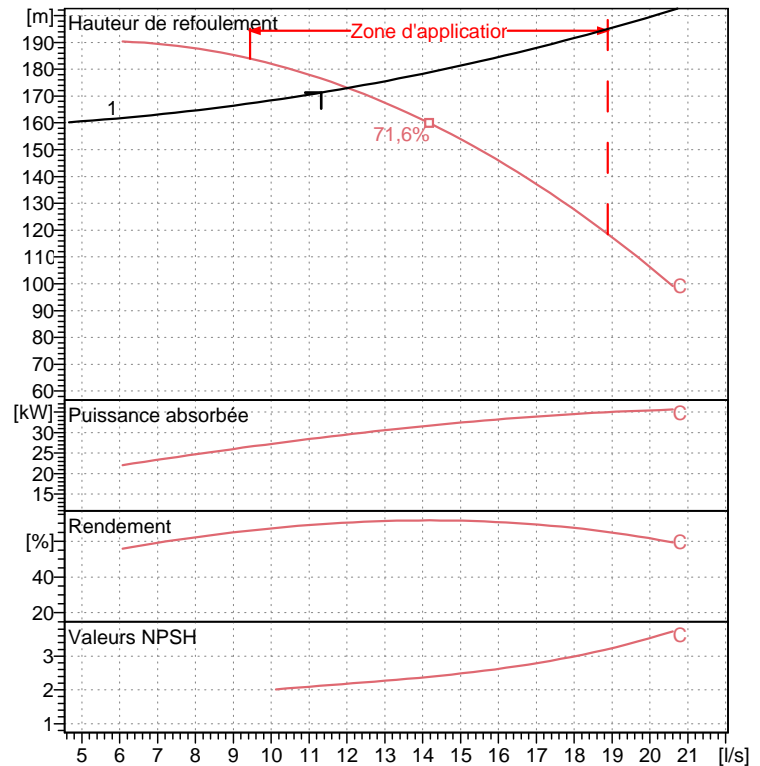


Notes:

Date <b>04.03.2022</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

<b>HMU50-2/ 5C</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	11,3 l/s
Hauteur de refoulement	171 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	12 l/s
Hauteur de refoulement	173 m
Puissance absorbée	29,6 kW
Rendement	70,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	179 m
Orif. de refoulement	DN50 (UNI PN40)
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	45 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	20 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	564 kg

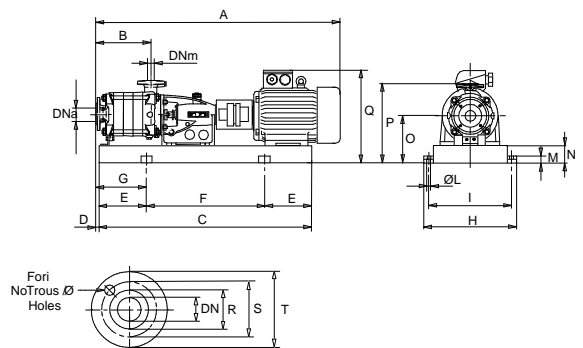
<b>Matériaux</b>	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

- Dimensions mm**
- A = 1726
  - B = 400
  - C = 1529
  - DNa = 80/PN16
  - DNa Fori/Holes No = 8
  - DNm = 50/PN40
  - DNm Fori/Holes No = 4
  - E = 250
  - F = 1029
  - Fori/Holes  $\phi = 18$
  - H = 570
  - I = 520
  - L = 20
  - M = 42
  - N = 120
  - O = 345
  - P = 545
  - Q = 631
  - R a = 130
  - R m = 102
  - S a = 160
  - S m = 125
  - T a = 200
  - T m = 165



Notes:

Date <b>04.03.2022</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------