



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique  
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**MERZOUK Han**

**LAKHDARI Laid**

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

Option : **Hydraulique Urbaine.**

### INTITULE :

## **RENFORCEMENT EN EAU POTABLE DE LA REGION D'ACIF EL HAMMAM, COMMUNE D'ADEKAR, W. BEJAIA.**

Soutenu le **27 / 09 / 2022** devant le jury composé de :

- Président : **Mr. SAOU. A**
- Promoteur : **Mr. MERAH. F**
- Examineur : **Mr. IKNI. T**

## *Remerciements*

*Avant tout, nous tenons à remercier le bon Dieu de nous avoir accordé courage et patience pour mener à terme ce travail.*

*Un remerciement tout particulier à nos chers parents de leurs sacrifices consentis pour notre éducation et formation.*

*On remercie notre promoteur Mr **MERAH. F** pour son aide, sa disponibilité et ses conseils qui nous ont guidés dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.*

*Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.*

*On remercie également Mr **HAMANI. S** pour ses conseils durant notre stage pratique.*

*Nous remercions très chaleureusement toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste projet.*

*Hani et Laid*

## *Dédicace*

*D'abord je tiens à remercier le bon dieu de m'avoir appris, protégé,  
Guidé tout au long de ma vie.*

*Je dédie ce modeste travail  
Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé dans mes  
études, que dieu leur apporte santé, longue vie et prospérité ;  
À mes deux frères Riadh et Aimad ;*

*A toute ma famille du plus grand au plus petit.*

*À Mon ami et binôme Laid*

*Tous mes amis (es) ;*

*Et enfin à tous qui m'ont aidée de près ou de loin à  
L'élaboration de ce travail.*

*Hani*

## *Dédicace*

*D'abord je tiens à remercier le bon dieu de m'avoir appris, protégé,  
Guidé tout au long de ma vie.*

*Je dédie ce modeste travail*

*Mes chers parents, Pour tout le soutien, le sacrifice et l'amour  
Qu'ils me portent depuis mon enfance et j'espère que leur  
Bénédictioin m'accompagne toujours, et que Dieu vous accorder  
Santé, bonheur et longue vie.*

*A toute LA famille Lakhdari du plus grand au plus petit.*

*A mon soutien moral et source de joie et de bonheur, mon amie  
Intime K. Pour l'encouragement et l'aide qu'elle m'a toujours.*

*A Mon ami et binôme Hani.M*

*A Tous ce qui m'ont aidé particulièrement :*

*Da Kamel, da Slimane, da Malek, Tabib, Anes et mon joli yayou*

*Et en fin à tous qui m'ont aidée et œuvré de près ou de loin à  
L'élaboration de ce travail.*

*Toute ma gratitude pour ceux que je n'ai pas pu porter leurs  
Noms*

*Laid*

---

## Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

### **Chapitre I : Présentation du site d'étude**

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation du site.....	2
I.2.1. Situation géographique.....	2
I.2.2. Situation topographique.....	5
I.2.3. Situation géologique.....	6
I.2.4. Situation hydraulique.....	6
I.2.4.1. Ressources en eau.....	6
I.2.4.2. Ouvrages de stockage.....	7
I.2.5. Climatologie.....	7
I.2.5.1. La pluviométrie.....	7
I.2.5.2. Température.....	8
I.2.6. La Sismicité de la région.....	9
I.3. Conclusion.....	9

### **Chapitre II : Diagnostic du réseau existant**

II.1. Introduction.....	10
II.2. Fonctionnement du réseau.....	10
II.2.1. Le système d'adduction.....	10
II.3. Schéma de fonctionnement du réseau.....	10
II.4. Diagnostic physique du réseau.....	12

---

II.4.1. Le réservoir d'ADEKAR.....	12
II.4.2. Le réservoir IGHIL LEQROUN.....	14
II.4.3. Le réservoir TIGHZERT.....	16
II.4.4. Le réservoir TIMRI-MAHMOUD.....	18
II.4.5. Le réservoir TAZROUT.....	20
II.4.6. Le réservoir ATH-MALEK.....	22
II.4.7. Le réservoir HENGUED.....	24
II.4.8. Le réservoir ACIF EL HAMMAM.....	26
II.4.9. Le réservoir ATH-YAHYA.....	28
II.4.10. Le réservoir AGUEMOUNE OUKERDHOUCHE.....	30
II.5. Conclusion.....	32

### **Chapitre III : Estimation des besoins**

III.1. Introduction.....	33
III.2. Estimation des besoins.....	33
III.3. Consommation moyenne journalière.....	34
III.3.1. Consommation moyenne journalière de la population.....	34
III.3.2. Consommation moyenne journalière des différents besoins.....	35
III.3.2.1. Besoins domestiques.....	35
III.3.2.2. Besoin scolaire.....	36
III.3.2.3. Besoin sanitaire.....	36
III.3.2.4. Besoin socioculturels.....	37
III.3.2.5. Besoins commerciaux.....	38

---

III.3.2.6. Besoins administratifs.....	40
III.3.2.7. Besoins des cheptels.....	40
III.3.3. Consommation moyenne journalière total.....	41
III.3.4. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	41
III.3.5. Etude des variations de la consommation.....	42
III.3.5.1. Etude de la variation journalière.....	42
III.3.5.1.1. Consommation maximale journalière ( $Q_{max j}$ ).....	43
III.3.5.1.2. Consommation minimale journalière ( $Q_{min j}$ ).....	44
III.3.6. Variation de la consommation horaire.....	45
III.3.6.1. Coefficients d'irrégularités horaires.....	45
III.3.7. Débit moyen horaire.....	47
III.3.8. Débit maximal horaire.....	47
III.3.9. Débit minimal horaire.....	48
III.3.10. Consommation en eau par tranche pour l'horizon 2047.....	49
III.3.11. Les débits horaires maximaux et minimaux.....	52
III.3.12. Bilan des ressources.....	53
III.4. Conclusion.....	54

## **Chapitre IV : Les réservoirs**

IV.1. Introduction.....	55
IV.2. Classification des réservoirs.....	55
IV.3. Rôles du réservoir.....	55
IV.4. Les équipements du réservoir.....	56

---

IV.4.1. Conduite d'arrivée.....	57
IV.4.2. Conduite de distribution.....	58
IV.4.3. Conduite trop plein.....	58
IV.4.4. Conduite de vidange.....	59
IV.4.5. Conduite by-pass.....	59
IV.4.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	60
IV.5. Emplacement du réservoir.....	61
IV.6. Caractéristiques du réservoir.....	62
IV.7. Vérification de la capacité des réservoirs existants dans l'horizon 2047.....	63
V.7.1. Capacité des réservoirs.....	63
IV.8. Vérification de la capacité des ouvrages de stockage.....	64
IV.8.1. Vérification de la capacité du réservoir d'IGHIL LEQROUN.....	64
IV.8.2. Vérification de la capacité du réservoir de TIGHZERT.....	66
IV.8.3. Vérification de la capacité du réservoir de TIMRI-MAHMOUD.....	67
IV.8.4. Vérification de la capacité du réservoir TAZROUT.....	68
IV.8.5. Vérification de la capacité du réservoir d'ATH-MALEK.....	70
IV.8.6. Vérification de la capacité du réservoir de HARIZ.....	71
IV.8.7. Vérification des réservoirs HENGUED 1 et HENGUED 2.....	72
IV.8.8. Vérification du réservoir ACIF EL HAMMAM.....	74
IV.8.9. Vérification du réservoir d'ATH YAHYA.....	75
IV.8.10. Vérification du réservoir d'AGUEMOUNE OUKERDHOUCHE.....	76
IV.9. Dimensionnement des réservoirs projetés.....	78
IV.9.1. Détermination des dimensions de la cuve.....	78
IV.9.2. Détermination de la hauteur d'incendie.....	78



---

IV.10. Conclusion.....	79
------------------------	----

### Chapitre V : Adduction

V.1.Introduction.....	80
V.2. Choix du tracé.....	81
V.3. Choix du type des conduites.....	81
V.4. Les équipements du système d'adduction.....	82
V.4.1. Organes de sectionnement.....	82
V.4.2. Organes de protection.....	83
V.5. Etude technico-économique.....	85
V.5.1. Calcul des diamètres économiques des conduites gravitaires.....	85
V.5.2 Calcul de la vitesse.....	86
V.5.3 Calcul des pertes de charge $\Delta H$ .....	86
V.5.3.1. Pertes de charge linéaires.....	86
V.5.3.2. Les pertes de charges singulières $\Delta H_s$ .....	88
V.5.3.3. Les pertes de charges totales $\Delta H_t$ .....	88
V.5.4. Frais d'amortissement.....	89
V.6.Calcul des conduites gravitaires.....	89
V.6.1 Tronçon point de piquage AD – A.....	90
V.6.2. Tronçon point de piquage AD – C.....	91
V.6.3. Tronçon point de piquage C- IQ.....	92
V.6.4. Tronçon point de piquage C – D.....	93
V.6.5. Tronçon point de piquage D-TR.....	94
V.6.6. Tronçon point de piquage D – E.....	96

---

V.6.7. Tronçon point de piquage E-TM.....	97
V.6.8. Tronçon point de piquage E – F.....	98
V.6.9. Tronçon point de piquage F-TZ.....	99
V.6.10. Tronçon point de piquage F-AM.....	101
V.6.11. Tronçon point de piquage F-HR.....	102
V.6.12. Tronçon point de piquage F – G.....	104
V.6.13. Tronçon point de piquage G-HG1.....	105
V.6.14. Tronçon point de piquage G-AH.....	107
V.6.15. Tronçon point de piquage G – H.....	108
V.6.16. Tronçon point de piquage H-HG2.....	109
V.6.17. Tronçon point de piquage H – I.....	111
V.6.18. Tronçon point de piquage I-AY.....	112
V.6.19. Tronçon point de piquage I-AO.....	113
V.7.Dimensionnement d'un brise de charge.....	115
V.7.1. Définition.....	115
V.7.2. Principe.....	115
V.7.3. L'emplacement d'un brise charge.....	115
V.7.4. Détermination de la capacité du brise-charge.....	116
V.8. Conclusion .....	117
Conclusion générale.....	119

---

## Liste des figures

<b>Figure (I.1)</b> : situation géographique de la commune d'ADEKAR.....	3
<b>Figure (I.2)</b> : Délimitation de la région d'Acif El Hammam (Bejaia).....	4
<b>Figure (I.3)</b> : Carte topographique d'Adekar.....	5
<b>Figure (II.1)</b> : Schéma général du fonctionnement du réseau.....	11
<b>Figure (II.2)</b> : Vue extérieur et intérieur du réservoir d'Adekar.....	12
<b>Figure (II.3)</b> : Les équipements de la chambre de vanne du réservoir d'Adekar.....	13
<b>Figure (II.4)</b> : Vue extérieur du réservoir d'Ighil Leqroun.....	14
<b>Figure (II.4)</b> : Les équipements de la chambre de vanne du réservoir d'Ighil Leqroun.....	15
<b>Figure (II.5)</b> : Vue extérieur du réservoir de THIGHZERT.....	16
<b>Figure (II.6)</b> : Les équipements de la chambre de vanne du réservoir de THIGHZERT.....	17
<b>Figure (II.7)</b> : Vue extérieur du réservoir de TIMRI-MAHMOUD.....	18
<b>Figure (II.8)</b> : Les équipements de la chambre de vanne du réservoir de TIMRI-MAHMOUD.....	19
<b>Figure (II.9)</b> : Vue extérieur du réservoir de TAZROUT.....	20
<b>Figure (II.10)</b> : Les équipements de la chambre de vanne du réservoir de TAZROUT.....	21
<b>Figure (II.11)</b> : Vue extérieure du réservoir de ATH-MALEK.....	22
<b>Figure (II.12)</b> : Les équipements de la chambre de vanne du réservoir de ATH-MALEK...	23
<b>Figure (II.13)</b> : Vue extérieur du réservoir de HENGUED.....	24
<b>Figure (II.14)</b> : Les équipements de la chambre de vanne du réservoir de HENGUED.....	25
<b>Figure (II.15)</b> : Vue extérieur du réservoir d'ACIF EL HAMMAM.....	26
<b>Figure (II.16)</b> : Les équipements de la chambre de vanne du réservoir d'ACIF EL HAMMAM.....	27

---

<b>Figure (II.17)</b> : Vue extérieur du réservoir d'ATH YAHYA.....	28
<b>Figure (II.18)</b> : Les équipements de la chambre de vanne du réservoir d'ATH YAHYA....	29
<b>Figure (II.19)</b> : Vue extérieur du réservoir d'AGUEMOUNE OUKERDOUCHE.....	30
<b>Figure (II.20)</b> : Les équipements de la chambre de vanne du réservoir d'AGUEMOUNE OUKERDOUCHE.....	31
<b>Figure (IV.1)</b> : Schéma générale d'un réservoir.....	57
<b>Figure (IV.2)</b> : Adduction avec chute libre.....	58
<b>Figure (IV.3)</b> : Adduction noyée.....	58
<b>Figure (IV.4)</b> : Départ de conduite de distribution.....	58
<b>Figure (IV.5)</b> : Trop-plein et vidange.....	59
<b>Figure (IV.6)</b> : By-pass.....	60
<b>Figure (IV.7)</b> : Matérialisation d'une réserve d'incendie.....	61
<b>Figure (V.1)</b> : Adduction gravitaire.....	80
<b>Figure (V.2)</b> : Adduction par refoulement.....	80
<b>Figure (V.3)</b> : Robinet vanne à opercule.....	82
<b>Figure (V.4)</b> : Robinet vanne papillon.....	83
<b>Figure (V.5)</b> : Ventouse automatique.....	84
<b>Figure (V.6)</b> : Clapet anti-retour.....	84
<b>Figure (V.7)</b> : Crépine.....	85
<b>Figure (V.8)</b> : Un brise charge.....	115
<b>Figure (V.9)</b> : détermination de l'emplacement d'une brise charge.....	117
<b>Figure (V.10)</b> : Schéma final d'adduction de la zone d'étude.....	118

## Liste des tableaux

<b>Tableau (I.1) :</b> Ressources disponibles de la zone d'étude.....	6
<b>Tableau (I.2)</b> Les réservoirs existant de la commune d'Adekar.....	7
<b>Tableau (I.3) :</b> Température annuelle.....	8
<b>Tableau (II.1) :</b> Caractéristique du réservoir d'ADEKAR.....	12
<b>Tableau (II.2) :</b> Caractéristique du réservoir d'IGHIL LEQROUN.....	14
<b>Tableau (II.3) :</b> Caractéristique du réservoir TIGHZERT.....	16
<b>Tableau (II.4) :</b> Caractéristique du réservoir TIMRI-MAHMOUD.....	18
<b>Tableau (II.5) :</b> Caractéristique du réservoir TAZROUT.....	20
<b>Tableau (II.6) :</b> Caractéristique du réservoir ATH-MALEK.....	22
<b>Tableau (II.7) :</b> Caractéristique du réservoir HENGUED.....	24
<b>Tableau (II.8) :</b> Caractéristique du réservoir d'ACIF EL HAMMAM.....	26
<b>Tableau (II.9) :</b> Caractéristique du réservoir d'ATH-YAHYA.....	28
<b>Tableau (II.10) :</b> Caractéristique du réservoir d'AGUEMOUNE OUKERDHOUCHE.....	30
<b>Tableau (III.1) :</b> Estimation de la population future.....	34
<b>Tableau (III.2) :</b> Les besoins domestique des différents horizons.....	35
<b>Tableau (III.3) :</b> Besoin scolaire de notre zone d'étude.....	36
<b>Tableau (III.4) :</b> Les besoins sanitaire.....	37
<b>Tableau (III.5) :</b> Les besoins socio-culturels de notre zone d'étude.....	38
<b>Tableau (III.7) :</b> Besoins commerciaux.....	39
<b>Tableau (III.8) :</b> Besoins administratifs.....	40
<b>Tableau (III.9) :</b> Besoins des cheptels.....	40
<b>Tableau (III.10) :</b> Récapitulatif des différentes consommations journalières des différentes zones concernées par l'étude à l'horizon actuel et futur.....	41
<b>Tableau (III.11) :</b> Majoration de la consommation moyenne journalière.....	42
<b>Tableau (III.12) :</b> Consommation maximale journalière.....	43
<b>Tableau (III.13) :</b> Consommation minimale journalière.....	44
<b>Tableau (III.14) :</b> Coefficient étroitement $\beta_{max}$ en fonction de la population.....	45

<b>Tableau (III.15) :</b> Coefficient d'irrégularité horaire maximum.....	46
<b>Tableau (III.16) :</b> Coefficient étroitement $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitants.....	46
<b>Tableau (III.17) :</b> Coefficient d'irrégularité horaire minimum.....	47
<b>Tableau (III.18) :</b> Débit moyen, minimal et maximal horaire.....	48
<b>Tableau (III-19) :</b> Répartition de la consommation horaire.....	49
<b>Tableau (III-19) :</b> Répartition de la consommation horaire (suite).....	50
<b>Tableau (III-19) :</b> Répartition de la consommation horaire (suite).....	51
<b>Tableau (III-19) :</b> Répartition de la consommation horaire (suite et fin) .....	52
<b>Tableau (III-20) :</b> Les débits horaires maximaux et minimaux.....	53
<b>Tableau (III-21) :</b> Bilan des ressources de notre zone d'étude.....	54
<b>Tableau (IV.1) :</b> variation du résidu dans le réservoir IGHIL LEQROUN.....	65
<b>Tableau (IV.2) :</b> variation du résidu dans le réservoir TIGHZERT.....	66
<b>Tableau (IV.3) :</b> variation du résidu dans le réservoir TIMRI-MAHMOUD.....	67
<b>Tableau (IV.4) :</b> variation du résidu dans le réservoir TAZROUT.....	69
<b>Tableau (IV.5) :</b> variation du résidu dans le réservoir d'ATH-MALEK.....	70
<b>Tableau (IV.6) :</b> variation du résidu dans le réservoir de HARIZ.....	71
<b>Tableau (IV.7) :</b> Variation du résidu dans les réservoir HENGUED 1 et HENGUED.....	73
<b>Tableau (IV.8) :</b> Variation du résidu dans le réservoir d'ACIF EL HAMMAM.....	74
<b>Tableau (IV.9) :</b> Variation du résidu dans le réservoir d'ATH YAHYA.....	75
<b>Tableau (IV.10) :</b> variation du résidu dans le réservoir d'AGUEMOUNE OUKERDHOUCHE.....	77
<b>Tableau (IV.11) :</b> Dimensionnement des réservoirs projetés.....	78
<b>Tableau (V.1) :</b> Calcul des pertes de charges totales du tronçon de piquage AD – A.....	90
<b>Tableau (V.2) :</b> Calcul des pertes de charges totales du tronçon de piquage AD – C.....	91
<b>Tableau (V.3) :</b> Frais d'amortissement du tronçon AD – C.....	91
<b>Tableau (V.4) :</b> Dimensionnement de la conduite d'adduction C-IQ.....	92
<b>Tableau (V.5) :</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon C-IQ.....	93
<b>Tableau (V.6) :</b> Calcul des pertes de charges totales du tronçon de piquage C – D.....	94
<b>Tableau (V.7) :</b> Frais d'amortissement du tronçon C – D.....	94
<b>Tableau (V.8) :</b> Dimensionnement de la conduite d'adduction D-TR.....	94

---

<b>Tableau (V.9) :</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon <b>D-TR</b> .....	95
<b>Tableau (V.10) :</b> Calcul des pertes de charges totales du tronçon de piquage D – E.....	96
<b>Tableau (V.11) :</b> Frais d'amortissement du tronçon D – E.....	96
<b>Tableau (V.12) :</b> Dimensionnement de la conduite d'adduction E-TM.....	97
<b>Tableau (V.13) :</b> Calcul des frais d'amortissement tronçon <b>E-TM</b> .....	98
<b>Tableau (V.14) :</b> Calcul des pertes de charges totales du tronçon de piquage E – F.....	98
<b>Tableau (V.15) :</b> Frais d'amortissement du tronçon E – F.....	99
<b>Tableau (V.16) :</b> Dimensionnement de la conduite d'adduction F-TZ.....	99
<b>Tableau (V.17) :</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon <b>F-TZ</b> .....	100
<b>Tableau (V.18) :</b> Dimensionnement de la conduite d'adduction F-AM.....	101
<b>Tableau (V.19) :</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon F-AM.....	102
<b>Tableau (V.20) :</b> Dimensionnement de la conduite d'adduction F-HR.....	103
<b>Tableau (V.21) :</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon <b>F-HR</b> .....	104
<b>Tableau (V.22) :</b> Calcul des pertes de charges totales du tronçon de piquage F – G.....	104
<b>Tableau (V.23) :</b> Frais d'amortissement du tronçon F – G.....	105
<b>Tableau (V.24) :</b> Dimensionnement de la conduite d'adduction G-HG1.....	105
<b>Tableau (V.25) :</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon <b>G-HG1</b> .....	106
<b>Tableau (V.26) :</b> Dimensionnement de la conduite d'adduction G-AH.....	107
<b>Tableau (V.27) :</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon <b>G-AH</b> .....	108
<b>Tableau (V.28) :</b> Calcul des pertes de charges totales du tronçon de piquage G – H.....	109
<b>Tableau (V.29) :</b> Frais d'amortissement du tronçon G – H.....	109
<b>Tableau (V.30) :</b> Dimensionnement de la conduite d'adduction H-HG2.....	109
<b>Tableau (V.31) :</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon H-HG2.....	110
<b>Tableau (V.32) :</b> Calcul des pertes de charges totales du tronçon de piquage H - I.....	111
<b>Tableau (V.33) :</b> Frais d'amortissement du tronçon H – I.....	111
<b>Tableau (V.34) :</b> Dimensionnement de la conduite d'adduction I-AY.....	112
<b>Tableau (V.35) :</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon <b>I-AY</b> .....	113
<b>Tableau (V.36) :</b> Dimensionnement de la conduite d'adduction I-AO.....	113
<b>Tableau (V.37) :</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon <b>I-AO</b> .....	114

## LISTE DES SYMBOLES

**T(c°)** :temperature en degré celsius.

**Max(c°)** : temperature maximal.

**Min(c°)** : temperature minimal .

**RPA** : le règlement parasismique algérien

**AEP** : Alimentation En Eau Potable.

**AD** : ADEKAR.

**TR** : TIGHZERT.

**TM** : TIMRI-MAHMOUD.

**TZ** : TAZROUT.

**AM** : ATH-MALEK.

**HR** : HARIZ.

**HG1** : HENGUED 1.

**HG2** : HENGUED 2.

**AH** : ACIF EL HAMMAM.

**AY** : ATH-YAHYA.

**AO** : AGUEMOUNE OUKEDOUCHE.

**IQ** : IGHIL-LEQROUN.

**PP** : le point de piquage.

**CR** : cote du radier.

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

**APC** : Assemblée Populaire Communale.



**$P_n$**  : La population future à l'horizon considéré.

**$P_0$**  : La population de l'année de référence.

**$T$**  : Le taux d'accroissement annuel de la population.

**$n$**  : Le nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon considéré.

**$Q_{\text{moyj}}$**  : Consommation moyenne journalière.

**$D$**  : Dotation moyenne journalière.

**$N$**  : Nombre de consommateurs.

**$Q_{\text{dom}}$**  : Besoins domestiques.

**$Q_{\text{equi}}$**  : Besoins d'équipements.

**$Q_{\text{moy j maj}}$**  : Débit moyen majoré.

**$K_f$**  : Coefficient de majoration.

**$Q_{\text{max j}}$**  : Débit maximum journalier.

**$Q_{\text{maj j}}$**  : Débit moyen journalier majorée.

**$K_{\text{max j}}$**  : Coefficient d'irrégularité maximal.

**$Q_{\text{min j}}$**  : Débit minimal journalier.

**$Q_{\text{maj j}}$**  : Débit majoré journalier.

**$K_{\text{min j}}$**  : Coefficient d'irrégularité minimal.

**$K_{\text{max h}}$**  : Coefficient d'irrégularité horaire maximum.

**$K_{\text{min h}}$**  : Coefficient d'irrégularité horaire minimum.

**$\alpha_{\text{max}}$**  : Coefficient qui tiennent compte du niveau de vie de la population et du confort.

**$\beta_{\text{max}}$**  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

**$\alpha_{\text{min}}$**  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.

**$\beta_{\text{min}}$**  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

**$Q_{\text{moy h}}$**  : Débit moyen horaire.

**Q max h** : Débit maximal horaire.

**Q min h** : Débit minimal horaire.

**P%** : Pourcentage du régime de consommation horaire.

**Q max j** : Débit max journalier.

**Q h** : Débit horaire.

**A** : Apport.

**Qmax j** : Débit maximum journalier.

**B** : Bilan des ressources.

**Vt** : Volume total du réservoir.

**Vinc** : Volume d'incendie.

**Vn** : Volume normalisé.

**Vmax** : Volume maximal de stockage pour la consommation.

**Pmax** : Résidu maximal dans le réservoir.

**|R+max|** : Résidu maximum positif.

**|R-max|** : Résidu maximum négatif.

**Vt** : Volume total du réservoir.

**Sr** : Surface du réservoir.

**Dr** : Diamètre du réservoir.

**Hr** : Hauteur du réservoir.

**Hinc** : Hauteur d'incendie.

**r** : rayon.

**PVC** : Chlorure de Polyvinyle.

**PEHD** : Polyéthylène Haute Densité.

**Vmin** : Vitesse minimale de l'écoulement.

**Vmax** : Vitesse maximale de l'écoulement.

**Dmin** : Diamètre minimal de la conduite.

**D<sub>max</sub>** : Diamètre maximal de la conduite.

**V** : Vitesse de l'écoulement dans la conduite.

**D** : Diamètre de la conduite.

**g** : Accélération de la pesanteur .

**λ** : Coefficient de frottement de Darcy.

**K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

**Re** : Nombre de Reynolds.

**ν** : Viscosité cinématique de l'eau.

**ΔH<sub>s</sub>** : Pertes de charge singulières.

**ΔH<sub>L</sub>** : Pertes de charge linéaires.

**ΔH<sub>t</sub>** : Pertes de charge totales.

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

**P<sub>u</sub>** : Prix unitaire de la conduite.

**A** : Amortissement annuel (Annuité).

**i** : Taux d'annuité.

**PN** : La pression nominale.

**P** : La pression dans la conduite.

**H<sub>g</sub>** : La hauteur géométrique.

**e** : Epaisseur de la conduite.

**D<sub>ext</sub>** : Diamètre extérieur de la conduite.

**D<sub>int</sub>** : Diamètre intérieur de la conduite.

**Re** : Nombre de Reynolds.

**λ** : Coefficient de frottement de Darcy.

**CPP** : Côte au point du piquage.

**CTPR** : Côte du trop-plein du réservoir.

**DN** : diamètre nominal.

**$\Delta H_v$**  : pertes de charge créées par la vanne.

**g** : Accélération de la pesanteur.

**$\theta$**  : l'angle d'ouverture de la vanne.

**$\xi$**  : Coefficient d'ouverture de la vanne.

**T** : le temps de fonctionnement de réservoir.

**t** : temps nécessaire pour l'ouverture de la vanne .

**$V_{bc}$**  : Volume du brise charge.



## **Introduction générale**

## Introduction générale

L'eau est l'une des richesses naturelles les plus précieuses, c'est une source de vie qui joue un rôle important pour le développement sociale et économique des pays ; et représente  $\frac{3}{4}$  de la surface de notre planète.

Malgré les ressources hydriques existantes qui sont composés de puits, sources et forages, la région d'ACIF EL HAMMAM souffre d'un manque en eau potable surtout en été ; ce qui provoque une crise d'eau d'ici l'horizon futur. À cet effet, les autorités concernées ont proposé de faire un renforcement à partir du barrage de TICHY-HAF.

L'objectif de notre étude consiste à dimensionner la nouvelle chaîne d'adduction, qui aura pour but de remédier au déficit que connaissent les onze villages de la commune d'ADEKAR en eau potable.

Notre travail sera articulé autour des points suivants :

- Au premier lieu, nous commençons notre travail par la présentation de la zone d'étude, ce qui constituera le premier chapitre ;
- Ensuite, dans le deuxième chapitre on a effectué un diagnostic physique du réseau existant ;
- Le troisième chapitre, on a estimé les besoins en eau et les variations des débits pour la population future (2047) ;
- Par la suite, dans le quatrième chapitre on passera au dimensionnement des ouvrages de stockage, puis on comparera leur capacité par rapport à celle des réservoirs existants et de projeter si nécessaire d'autres réservoirs ;
- Enfin, dans le dernier chapitre, la première partie est consacré à l'analyse d'adduction où on étudiera le choix du tracé, le type des conduites et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites.

La deuxième partie consiste à l'étude de la protection des conduites.

Notre travail sera terminé par une conclusion générale.



**Chapitre 1 :**  
**Présentation du site d'étude**

## **Chapitre I : Présentation du site d'étude**

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

Notre étude a pour objectif l'alimentation en eau potable de la région d'ACIF EL HAMMAM, Commune d'ADEKAR. Pour cela, on a commencé le travail par une collecte de toutes les données nécessaires à cette étude. Dans ce chapitre, on va présenter le site de l'étude à savoir : la géographie, la topographie, la géologie, l'hydraulique et la climatologie.

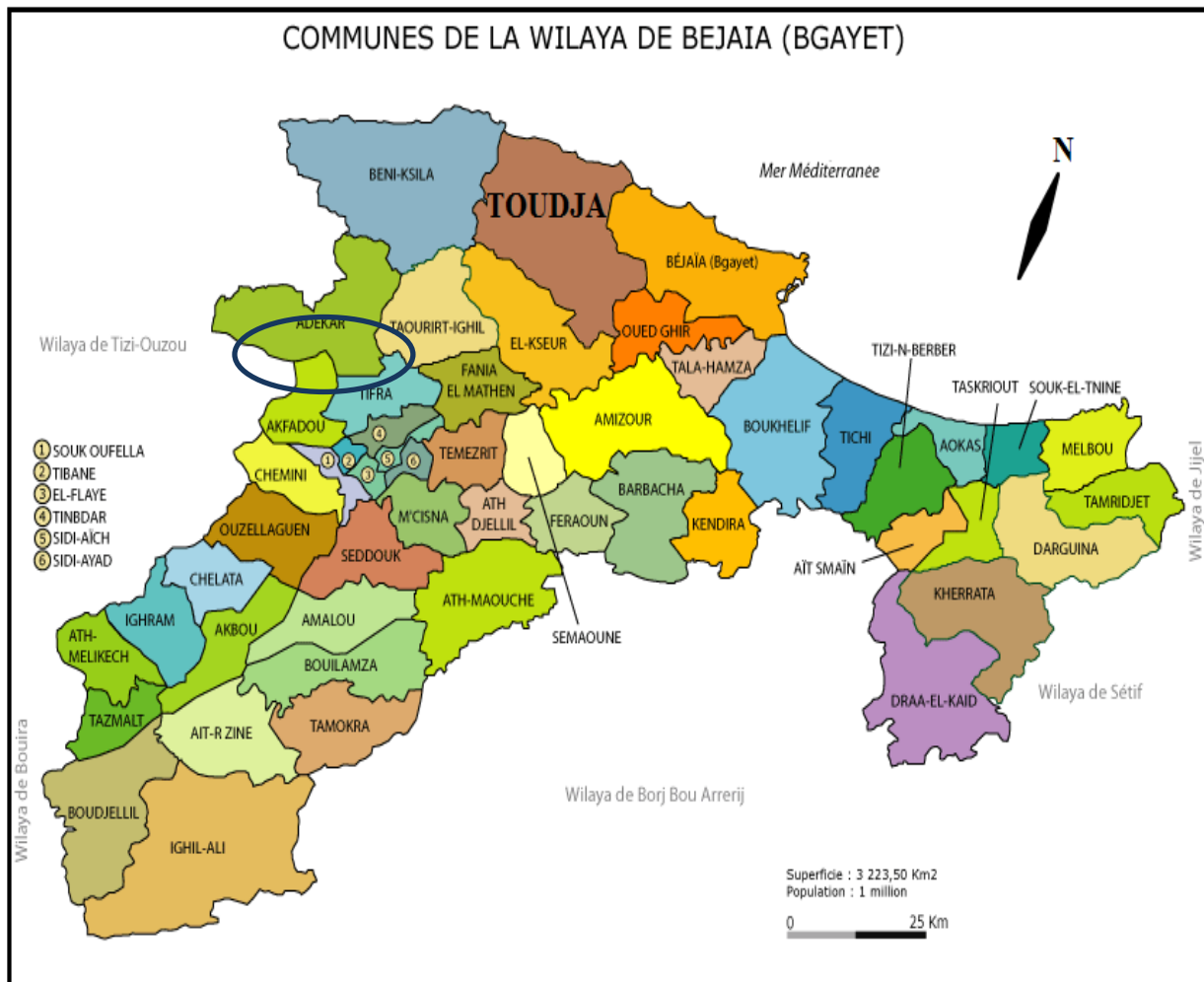
### **I.2. Présentation du site**

#### **I.2.1. Situation géographique**

La commune d'ADEKAR fait partie de massif montagneux à l'ouest de la wilaya de BEJAIA (voir la figure **(I.1)**). Elle est limitée par :

- La commune de BENI-KSILA au nord ;
- La commune de TIFRA et d'AKFADOU au sud ;
- La commune de TAOURIRT-IGHIL à l'est ;
- La wilaya de TIZI-OUZOU à l'ouest ;

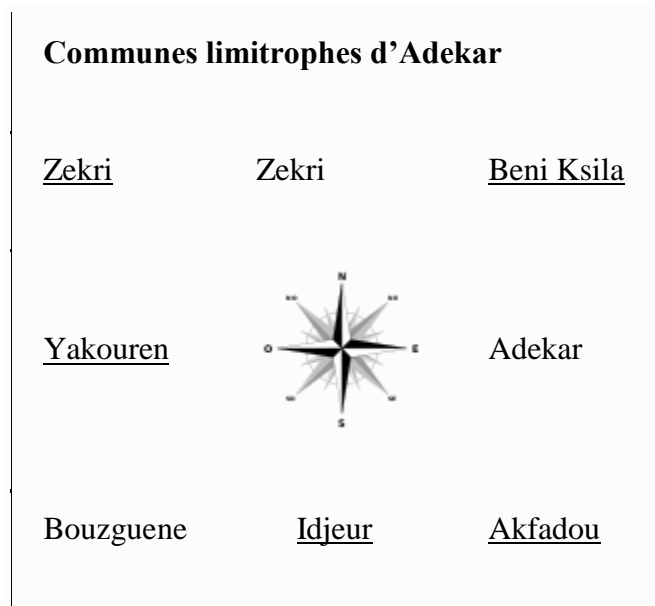




**Figure (I.1) :** situation géographique de la commune d'ADEKAR.

ACIF EL HAMMAM est la zone objet de notre étude. ACIF EL HAMMAM est une région rurale, située à 60 km à l'ouest de BEJAIA et à 75 km à l'est de TIZI\_OUZOU. Elle est traversée d'ouest en est par la route\_RN\_12 qui relie TIZI OUZOU à BEJAIA. Une route communale se raccorde à deux reprises (à l'est et à l'ouest) à cette dernière.

- Elle est délimitée :
  - Au nord par ZEKRI ;
  - À l'ouest par YAKOUREN ;
  - À l'est par ADEKAR ;
  - Et au sud par IDJEUR et BOUZGUENE.



**Figure (I.2) :** Délimitation de la région d'Acif El Hammam (Bejaia).

- Les localités à renforcer de la région d'ACIF EL HAMMAM sont :

ACIF EL HAMMAM

AGUEMOUNE OUKERDHOUCHE

ATH MALEK

ATH YAHIA

HENGUED

KIRIA

TAZROUT

TIMRI MAHMOUD

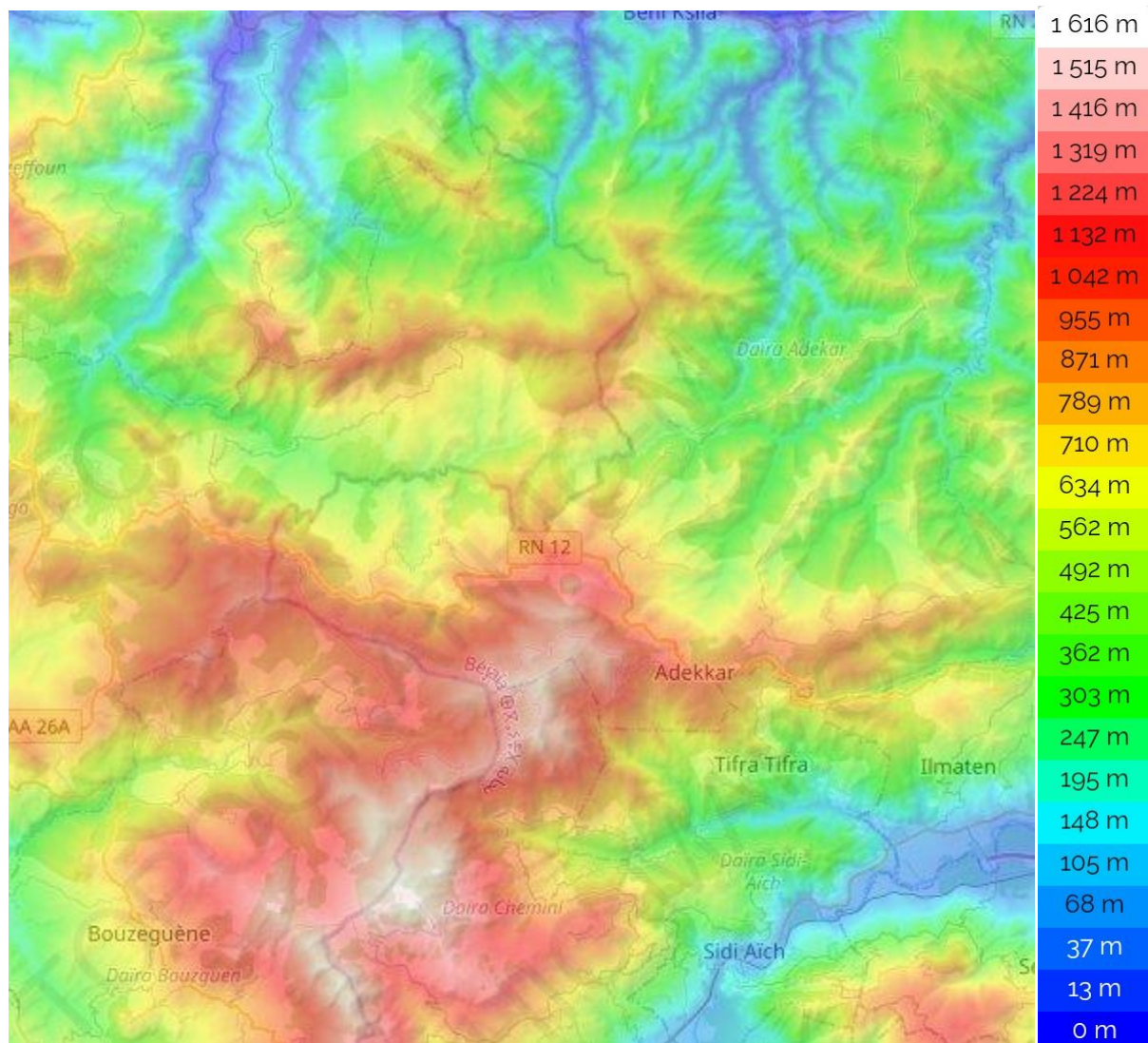
TIGHZERT

IGHIL LEQROUN

HARIZ

### **I.2.2. Situation topographique**

Le relief de la commune d'ADEKAR est formé de montagnes couvertes de forêts de chêne, pins, saules, ormes et d'oliviers. Le terrain est très accidenté, difficile d'accès au hautes altitudes s, les pentes sont fortes.



**Figure (I.3) :** Carte topographique d'Adekar.

### I.2.3. Situation géologique

Le modèle de la région se caractérise par la diversité, d'une part, une partie des plaines complètement réservée pour l'agriculture, plantation des jardins et des oliviers. Et d'autre part, la partie de sommets montagnes pouvant atteindre les 1200 mètres d'altitude.

## I.2.4. Situation hydraulique

### I.2.4.1. Ressources en eau

Le tableau ci-après indique l'apport des sources existantes en (m<sup>3</sup>/j):

*Tableau (I.1) : Ressources disponibles de la zone d'étude.*

Ressources disponibles	
Village	APPORT en volume (m <sup>3</sup> /j)
IGHIL-LEQROUNE	3
THIGHZERTH	5
TIMRI-MAHMOUD	5
TAZROUT	15
ATH-MALEK	5
HARIZ	4
HENGUED	15
ACIF-EL-HAMMAM	0
KIRIA	10
ATH-YAHIA	15
AGUEMOUNE-OUKERDHOUCHE	0
<b>TOTAL</b>	<b>77</b>

### I.2.4.2. Ouvrages de stockage

Le tableau ci-dessous indique les réservoirs existants dans la commune d'Adekar

*Tableau (I.2) : Les réservoirs existants de la commune d'Adekar.*

Réservoir	Code	Capacité (m <sup>3</sup> )	Cote (m)
ADEKAR	AD	500	1077
IGHIL-LEQROUN	IQ	50	971
TIGHZERT	TR	50	984
TIMRI-MAHMOUD	TM	50	946
TAZROUT	TZ	150	925
ATH-MALEK	AM	100	785
HARIZ	HR	50	609
HENGUED 1	HG1	100	775
HENGUED 2	HG2	200	777
ACIF EL HAMMAM	AH	50	671
ATH-YAHYA	AY	250	821
AGUEMOUNE OUKEDOUCHE	AO	50	846

### I.2.5. Climatologie

#### I.2.5.1. La pluviométrie

En absence des stations pluviométriques proches du site de la zone de l'étude, la pluviométrie annuelle moyenne est de l'ordre de 700 mm, elle est évaluée à partir de la pluviométrie du nord de l'Algérie.

#### I.2.5.2. Température

La température est un élément majeur dans les phénomènes de concentration et d'évaporation d'eau, et constitue un terme essentiel dans la définition du déficit d'écoulement.

En résumé, le climat de la région est caractérisé par deux saisons : une saison chaude allant du mois de Mai à Octobre, une saison froide nettement plus longue allant du mois d'Octobre au mois d'Avril.

Les températures max et min de notre zone d'étude sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau (I.3) : Température annuelle.**

Mois \ T(c°)	Max(c°)	Min(c°)
Janvier	10°	1°
Février	11°	1°
Mars	12°	3°
Avril	14°	4°
Mai	17°	7°
Juin	20°	11°
Juillet	23°	14°
Aout	24°	15°
Séptembre	22°	13°
Octobre	19°	9°
novembre	15°	5°
Décembre	12°	2°

### I.2.6. La Sismicité de la région

D'après le règlement parasismique algérien RPA 83, puis 99 modifié en 2003, suite au dernier séisme important survenu en ALGERIE à BOUMERDES, le territoire algérien serait divisé en cinq zones de sismicité croissante du Sud vers le Nord.

**-zone 0** : zone de sismicité négligeable

**-zone1** : zone de sismicité faible

**-zone II a-II-b** : zone de sismicité moyenne

**-zone III** : zone de sismicité forte à élevé

La région de Bejaia (Adekar) est classée dans la zone II a de sismicité moyenne pouvant engendrer des séismes à dégâts assez importants tant que sur les deux plans humains et matériels.

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

Dans ce chapitre, nous avons déterminés les données nécessaires afin de présenter notre région d'étude, du point de vue topographique, climatique, géologique, démographique, ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude.



**Chapitre 2 :**  
**Diagnostic du réseau existant**



## **Chapitre II : Diagnostic du réseau existant**

### **II.1. Introduction**

Le diagnostic a pour objectif de déceler les insuffisances des différentes installations et de relever les dysfonctionnements et les points sensibles dans les réseaux d'AEP d'une agglomération.

Dans ce chapitre, nous allons présenter l'état des différents réservoirs et conduites d'adduction de notre zone d'étude.

### **II.2. Fonctionnement du réseau**

#### **II.2.1. Le système d'adduction**

Le mode d'adduction de notre zone d'étude se fait par une adduction gravitaire.

A l'amont de système d'adduction, on trouve la conduite venant gravitaire du réservoir d'ADEKAR (500 m<sup>3</sup>) qui est alimenté à partir d'une conduite venant du barrage de TICHY HAF. Par la suite la conduite d'adduction sera piquée sur plusieurs points pour alimenter les différents réservoirs de notre zone d'étude.

### **II.3. Schéma de fonctionnement du réseau**

Le schéma général du fonctionnement du réseau étudié est représenté dans la figure (II.1) :

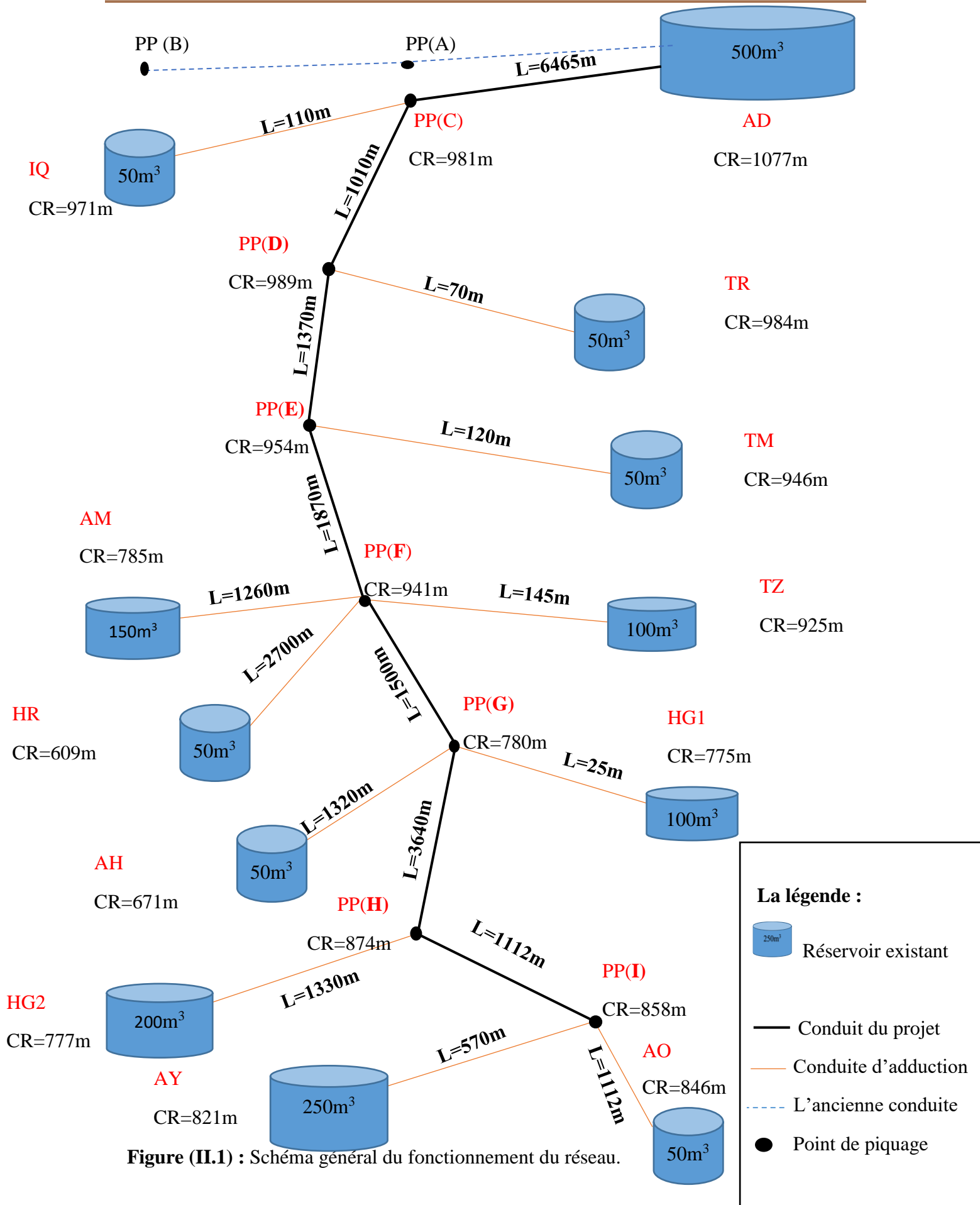


Figure (II.1) : Schéma général du fonctionnement du réseau.

## II.4. Diagnostic physique du réseau

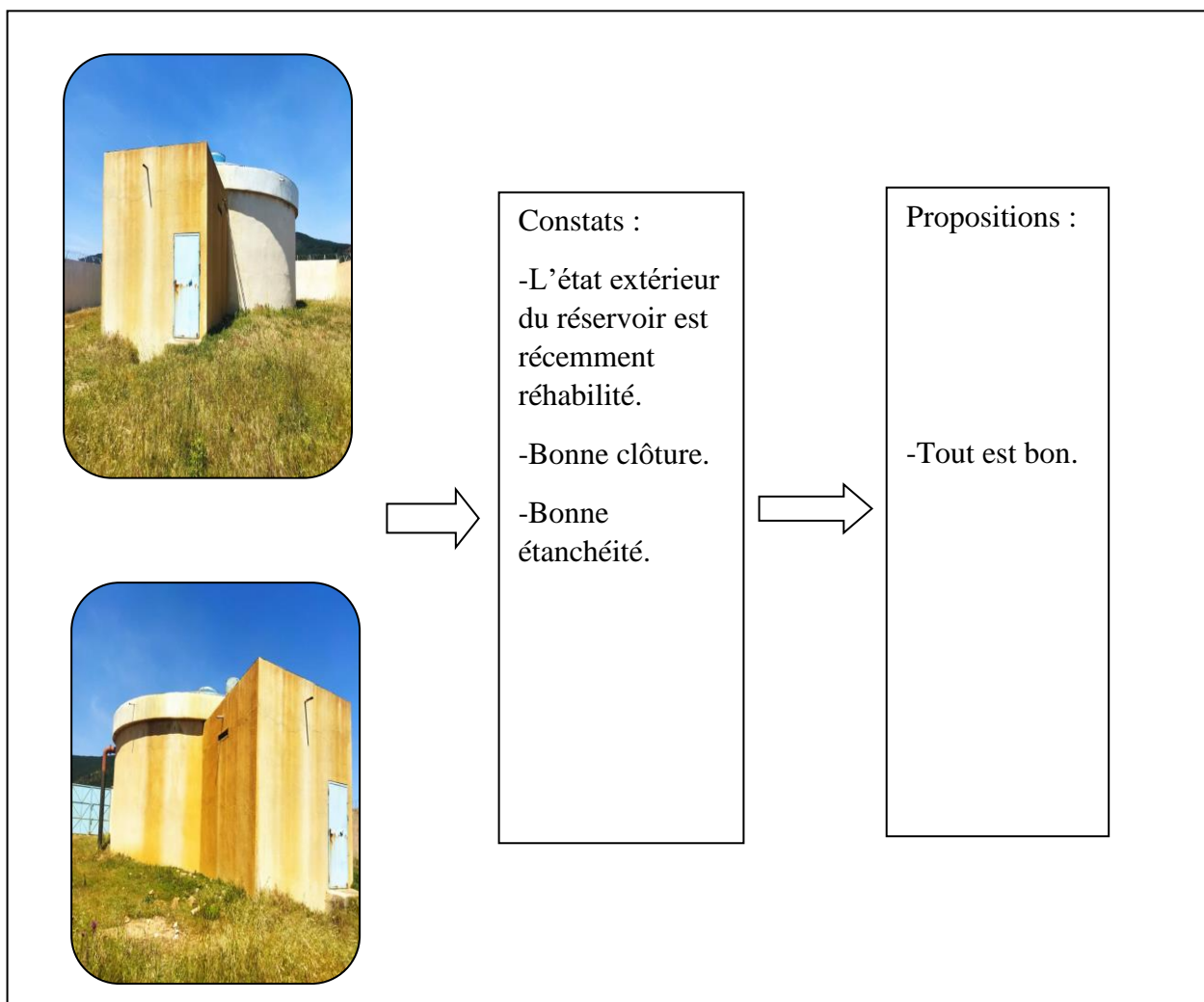
### II.4.1. Le réservoir d'ADEKAR

Le tableau (II.1) indique les caractéristiques de ce réservoir et son état d'entretien :

*Tableau (II.1) : Caractéristiques du réservoir d'ADEKAR.*

Caractéristiques			
Capacité (m <sup>3</sup> )	Forme	Type	Cote du terrain (m)
500	Circulaire	Semi enterré	1077
Etat d'entretien			
Clôture	Coupole	Echelle d'accès	Robinetterie
Oui	Bonne	Bonne	Bonne
Etanchéité de la cuve	Etat du génie civil interne	Etat du génie civil externe	
Bonne	Bon	Bon	

La chambre des vannes est bien entretenue, tous les accessoires fonctionnent normalement.



**Figure (II.2) : Vue extérieure du réservoir d'ADEKAR.**

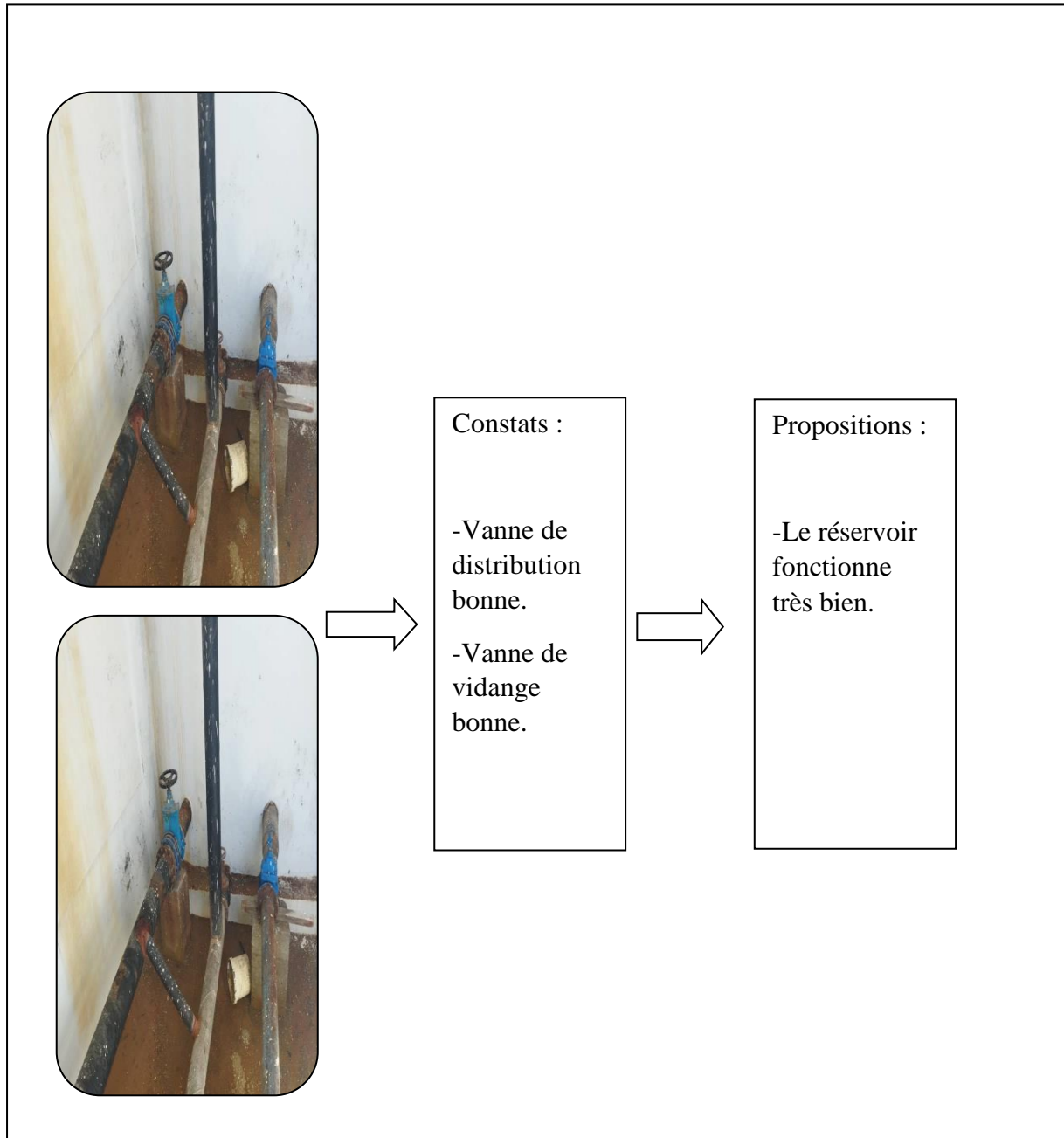


Figure (II.3) : Équipements de la chambre de vannes du réservoir d’ADEKAR.

II.4.2. Le réservoir IGHIL LEQROUN

Le tableau (II.2) indique les caractéristiques de ce réservoir et son état d’entretien :

Tableau (II.2) : Caractéristique du réservoir d’IGHIL LEQROUN.

Caractéristiques			
Capacité (m <sup>3</sup> )	Forme	Type	Cote du terrain (m)
50	Circulaire	Semi enterré	1001
Etat d’entretien			
Clôture	Coupole	Echelle d’accès	Robinetterie
Non	Dégradée	Absente	Dégradée
Etanchéité de la cuve	Etat du génie civil interne	Etat du génie civil externe	
Mauvaise	Dégradé	Dégradé	

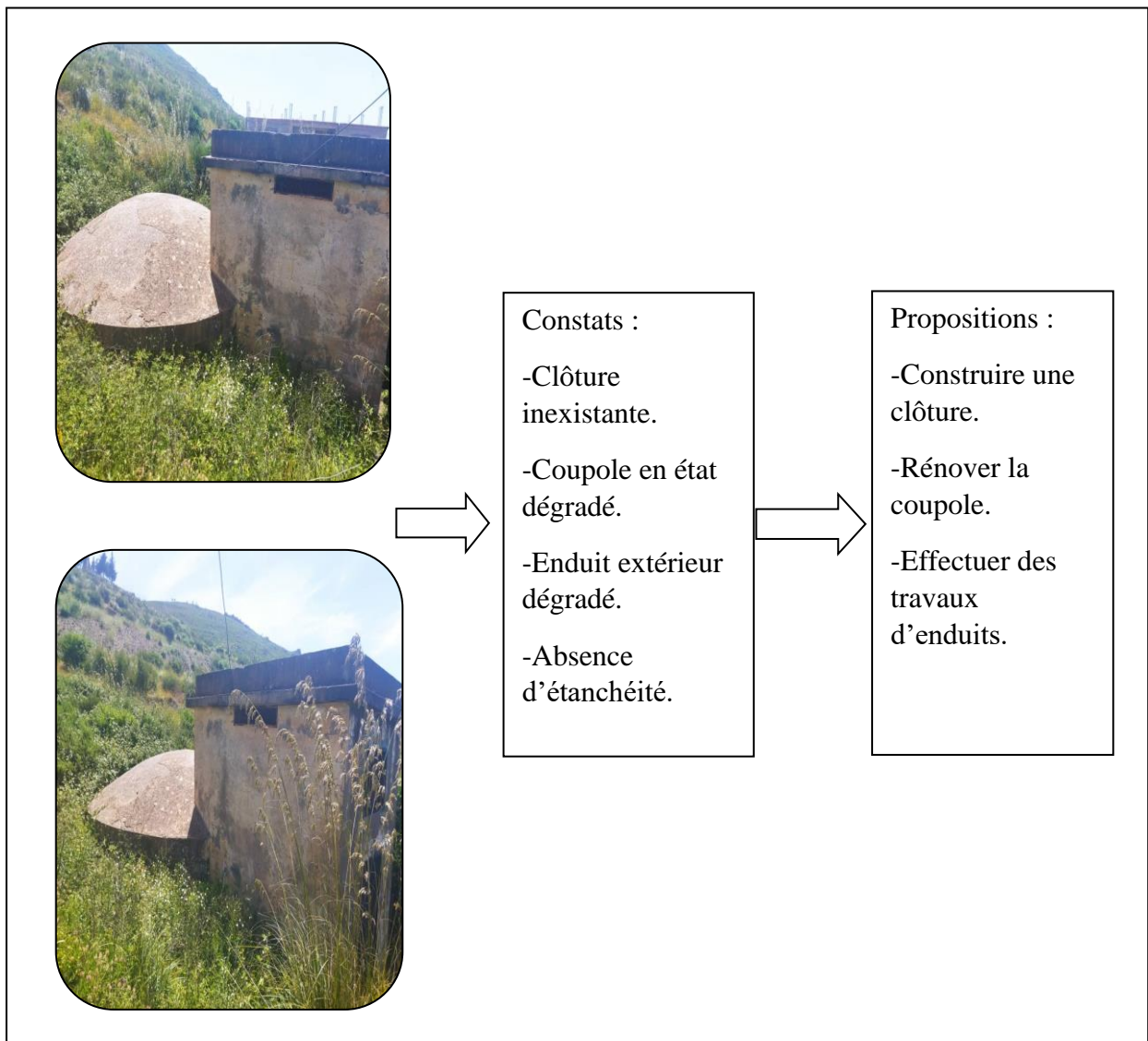
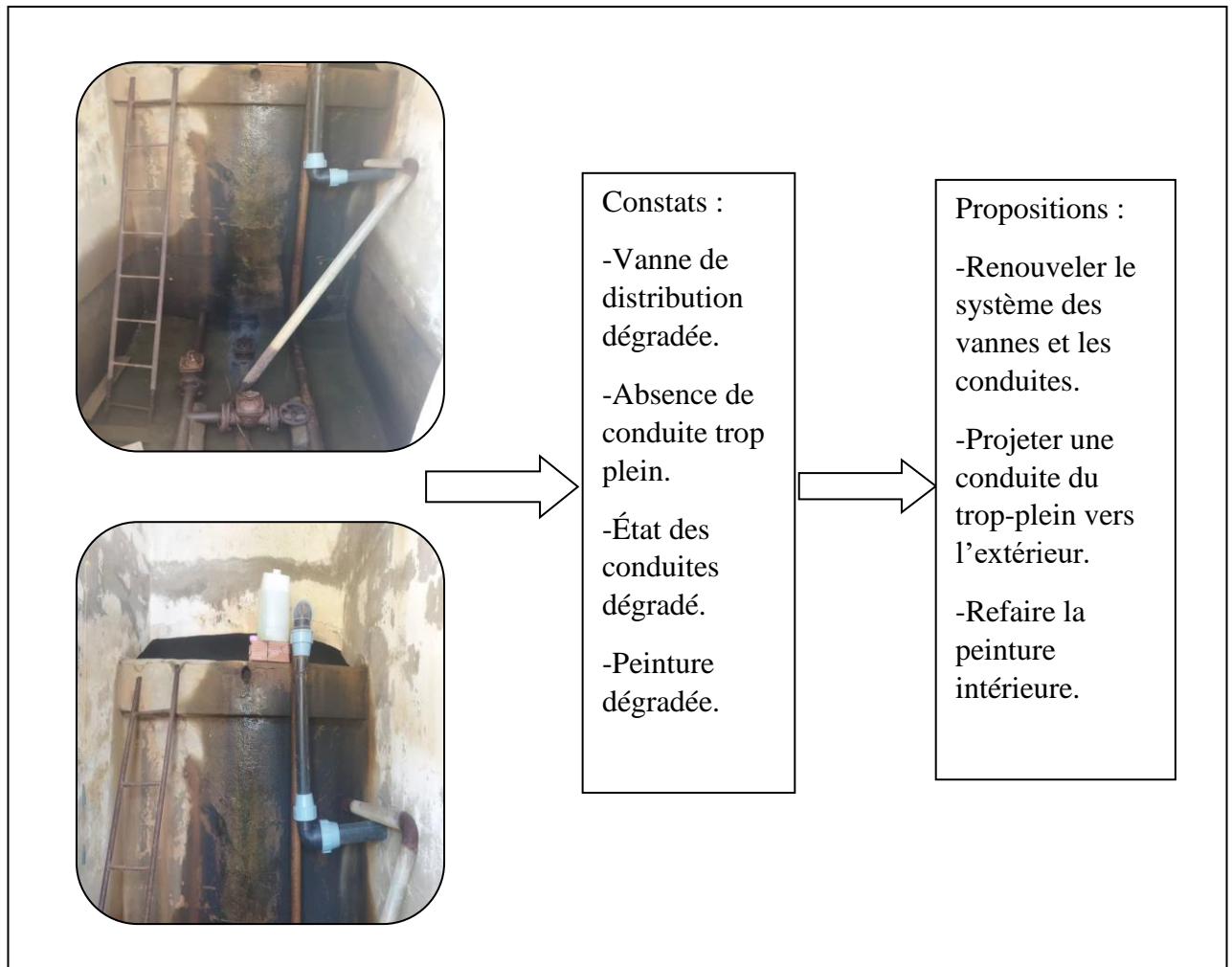


Figure (II.4) : Vue extérieure du réservoir d’IGHIL LEQROUN.



**Figure (II.4) :** Équipements de la chambre de vannes du réservoir d'IGHIL LEQROUN.

II.4.3. Le réservoir TIGHZERT

Le tableau (II.3) indique les caractéristiques de ce réservoir et son état d'entretien :

Tableau (II.3) : Caractéristique du réservoir TIGHZERT.

Caractéristiques			
Capacité (m <sup>3</sup> )	Forme	Type	Cote du terrain (m)
50	Circulaire	Semi enterré	1013
Etat d'entretien			
Clôture	Coupole	Echelle d'accès	Robinetterie
Absente	Bonne	Absente	Bonne
Etanchéité de la cuve	Etat du génie civil interne	Etat du génie civil externe	
Bonne	Moyen	Bon	

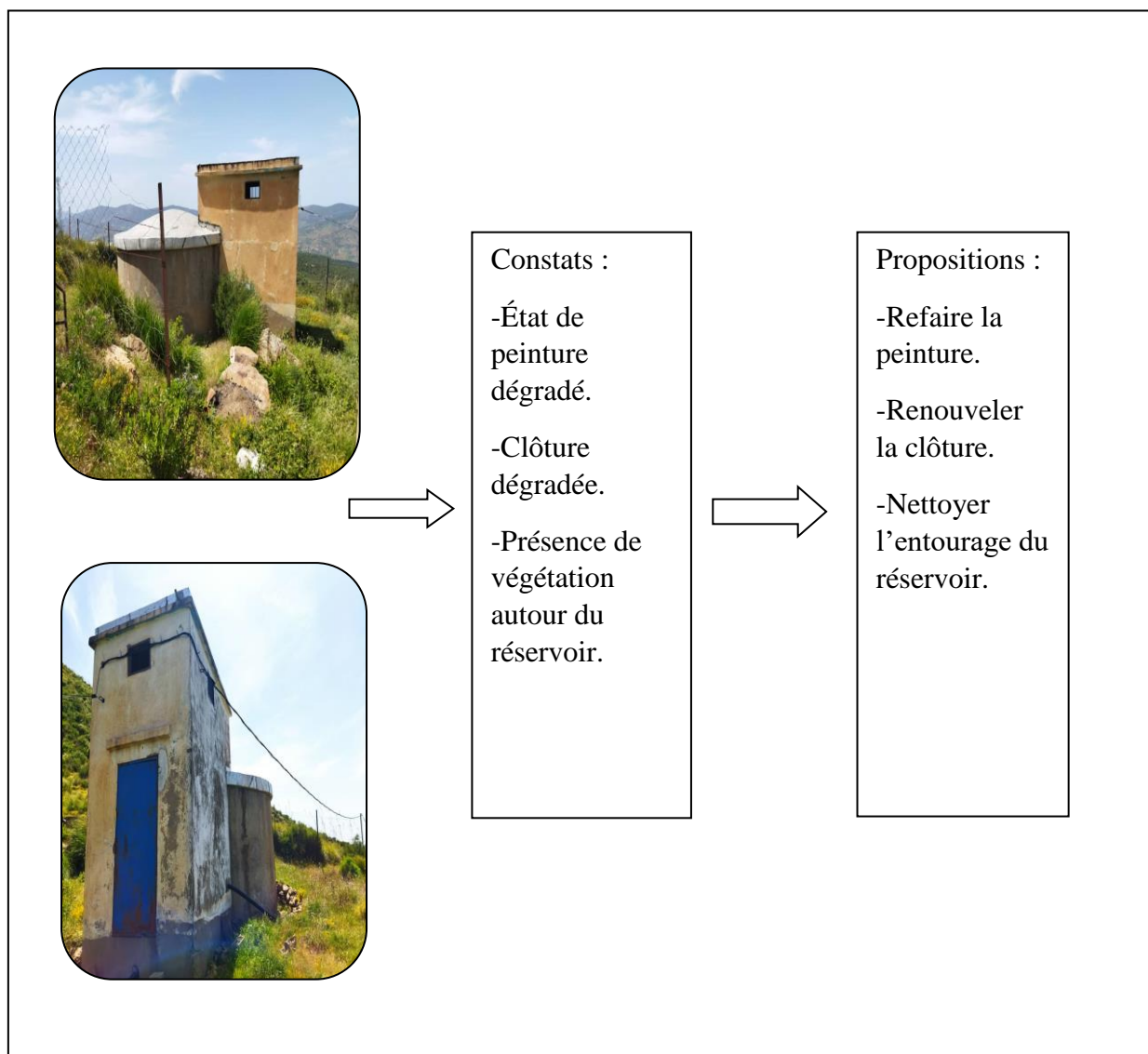
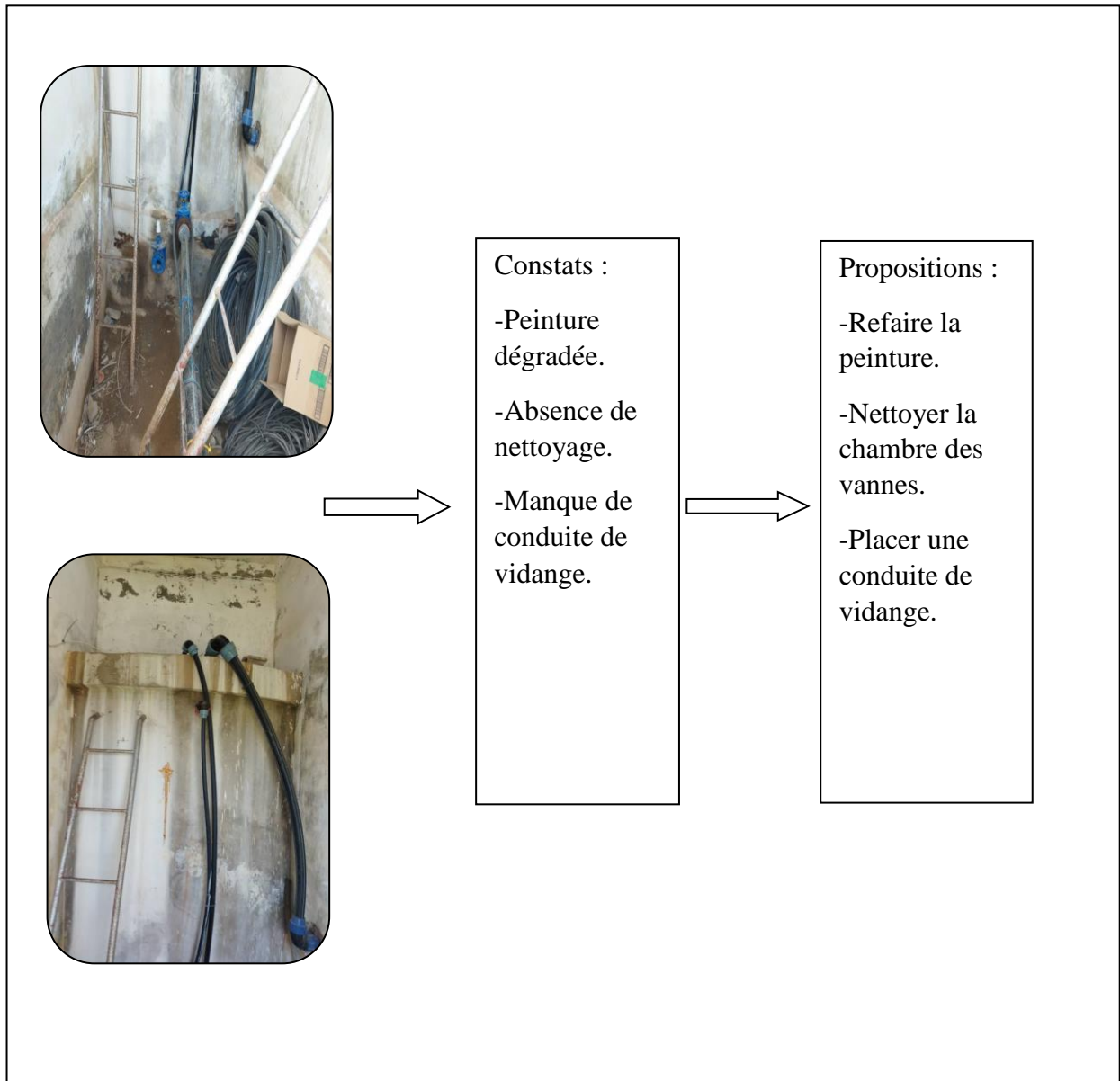


Figure (II.5) : Vue extérieure du réservoir de TIGHZERT.



**Figure (II.6) :** Équipements de la chambre de vannes du réservoir de THIGHZERT.



II.4.4. Le réservoir TIMRI-MAHMOUD

Le tableau (II.4) indique les caractéristiques de ce réservoir et son état d’entretien :

Tableau (II.4) : Caractéristiques du réservoir TIMRI-MAHMOUD.

Caractéristiques			
Capacité (m <sup>3</sup> )	forme	Type	Cote du terrain (m)
50	Circulaire	Semi enterré	979
Etat d’entretien			
Clôture	Coupole	Echelle d’accès	Robinetterie
Dégradée	Dégradée	Absente	Dégradée
Etanchéité de la cuve	Etat du génie civil interne	Etat du génie civil externe	
Absente	Dégradé	Dégradé	

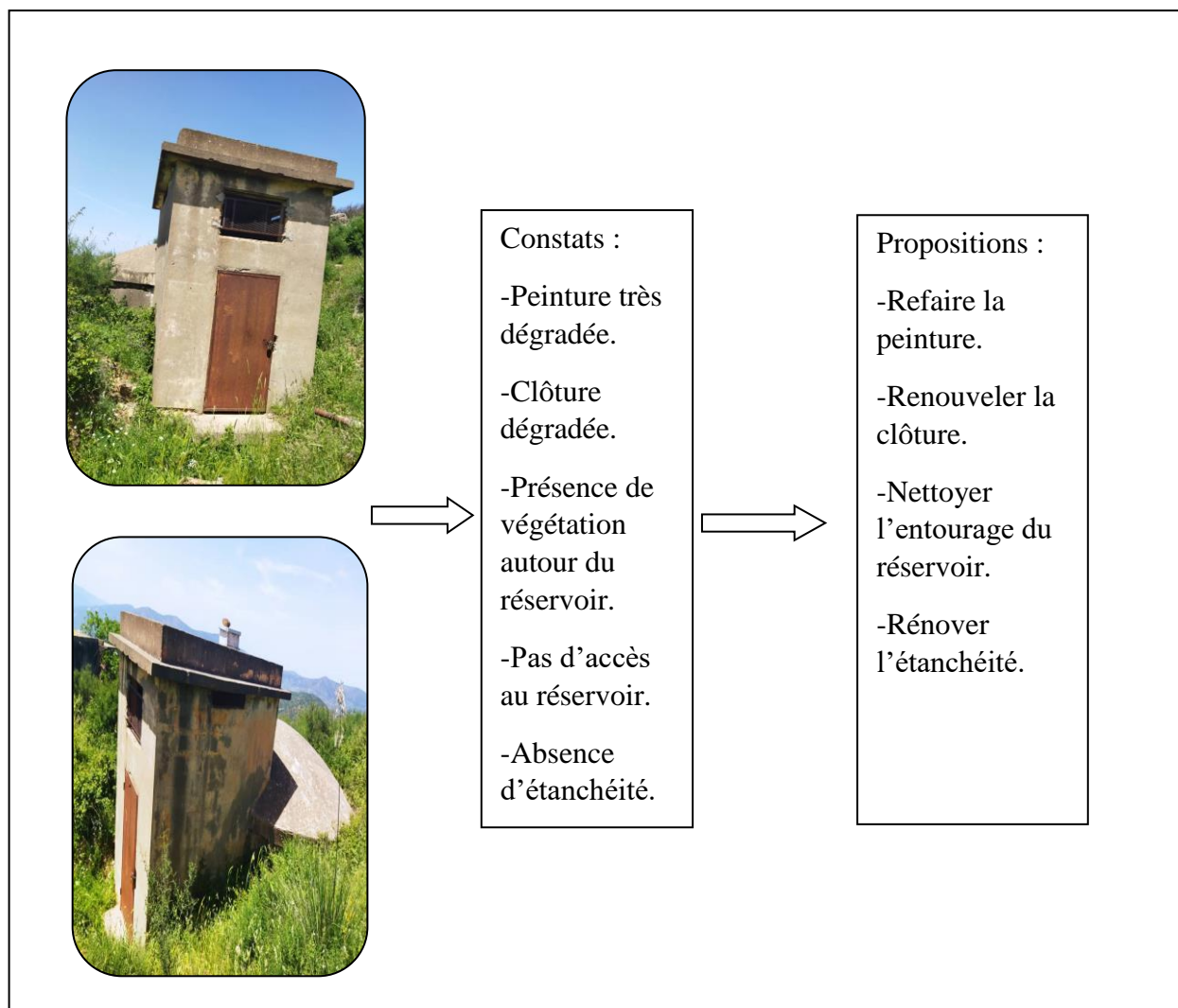
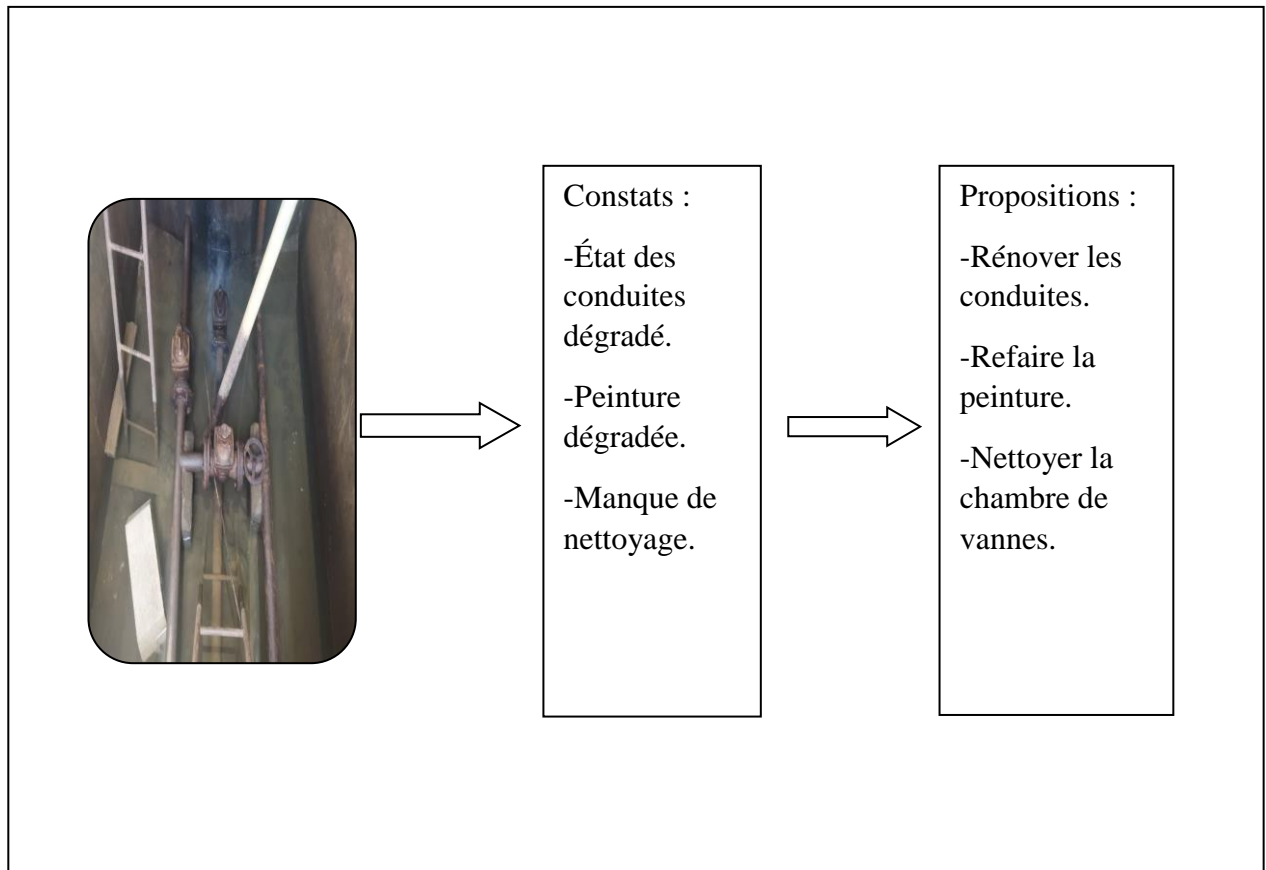


Figure (II.7) : Vue extérieure du réservoir de TIMRI-MAHMOUD.



**Figure (II.8) :** Équipements de la chambre de vannes du réservoir de TIMRI-MAHMOUD.

II.4.5. Le réservoir TAZROUT

Le tableau (II.5) indique les caractéristiques de ce réservoir et son état d’entretien :

Tableau (II.5) : Caractéristique du réservoir TAZROUT.

Caractéristiques			
Capacité (m <sup>3</sup> )	forme	Type	Cote du terrain (m)
150	Circulaire	Semi enterré	921
Etat d’entretien			
Clôture	Coupole	Echelle d’accès	Robinetterie
Bonne	Bonne	Bonne	Bonne
Etanchéité de la cuve	Etat du génie civil interne	Etat du génie civil externe	
Absente	Bon	Bon	

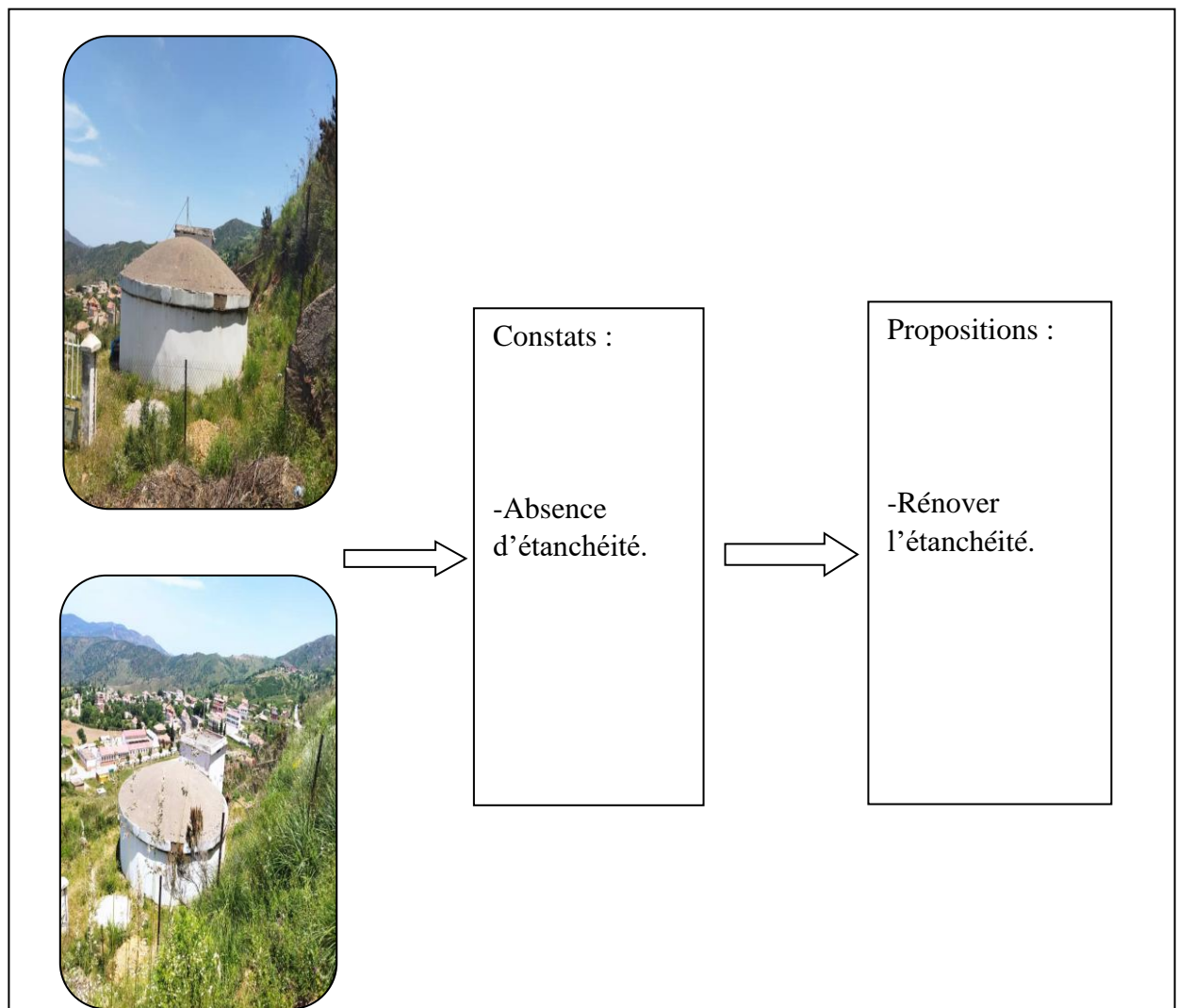


Figure (II.9) : Vue extérieure du réservoir de TAZROUT.

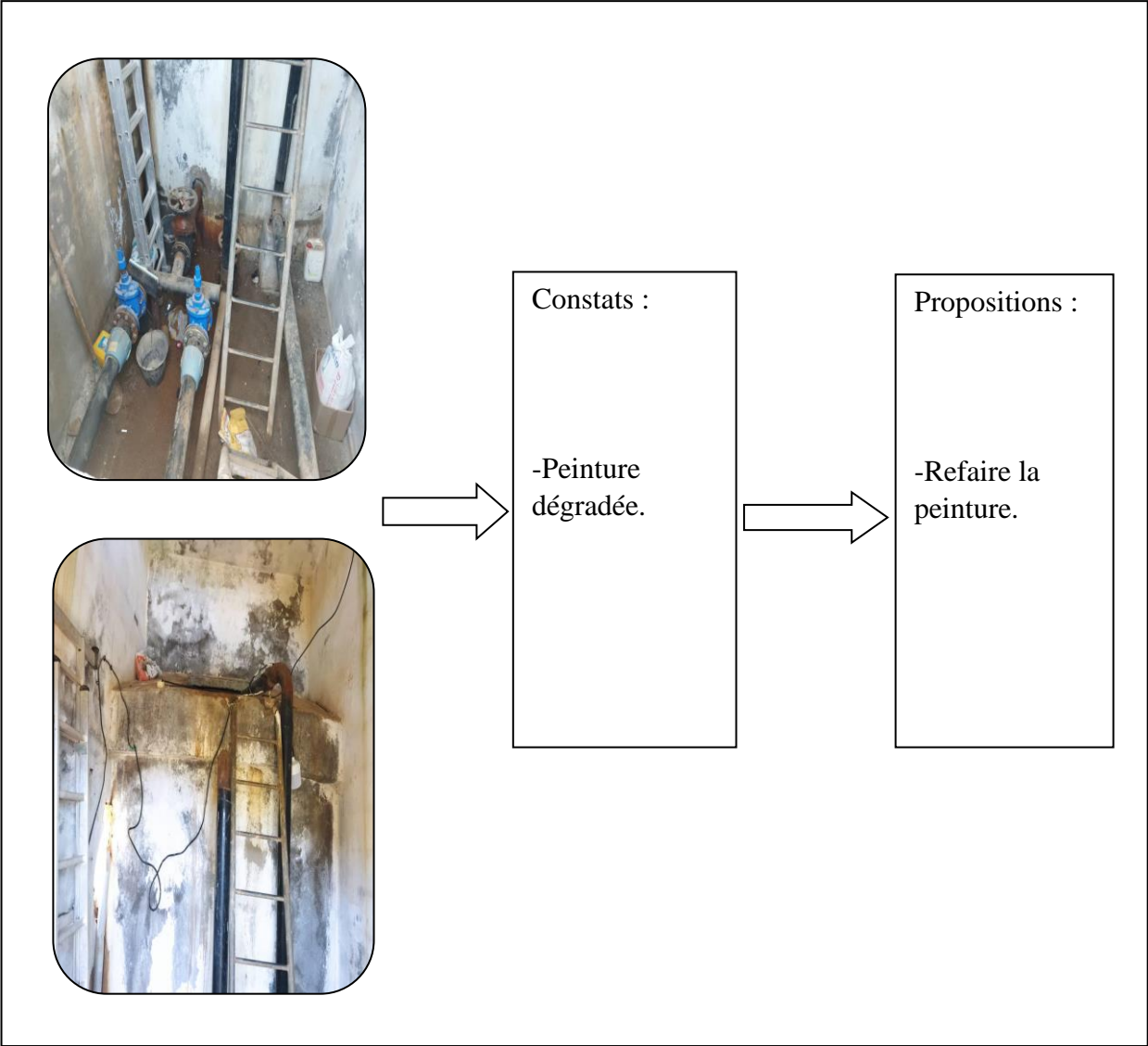


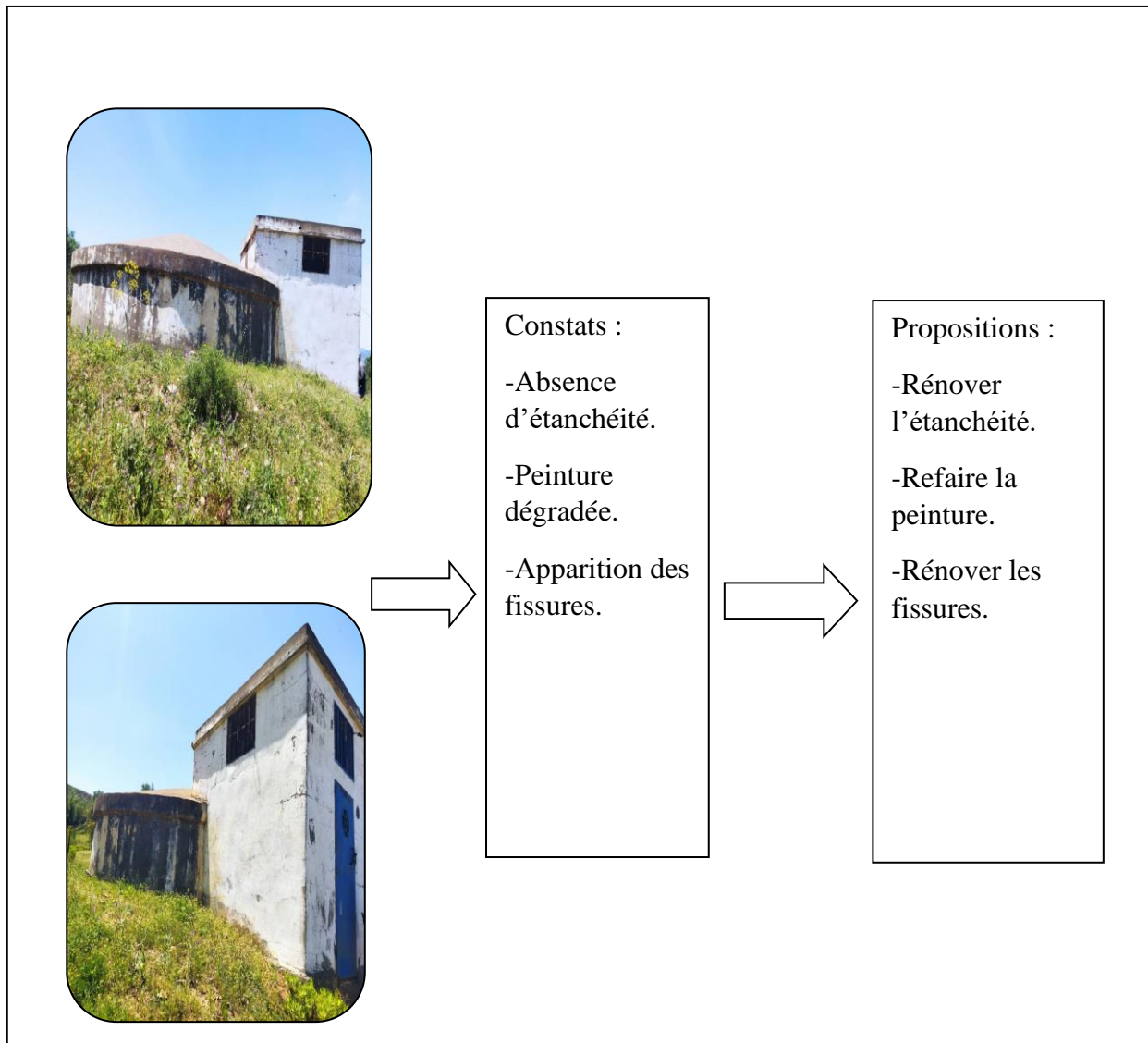
Figure (II.10) : Équipements de la chambre de vannes du réservoir de TAZROUT.

**II.4.6. Le réservoir ATH-MALEK**

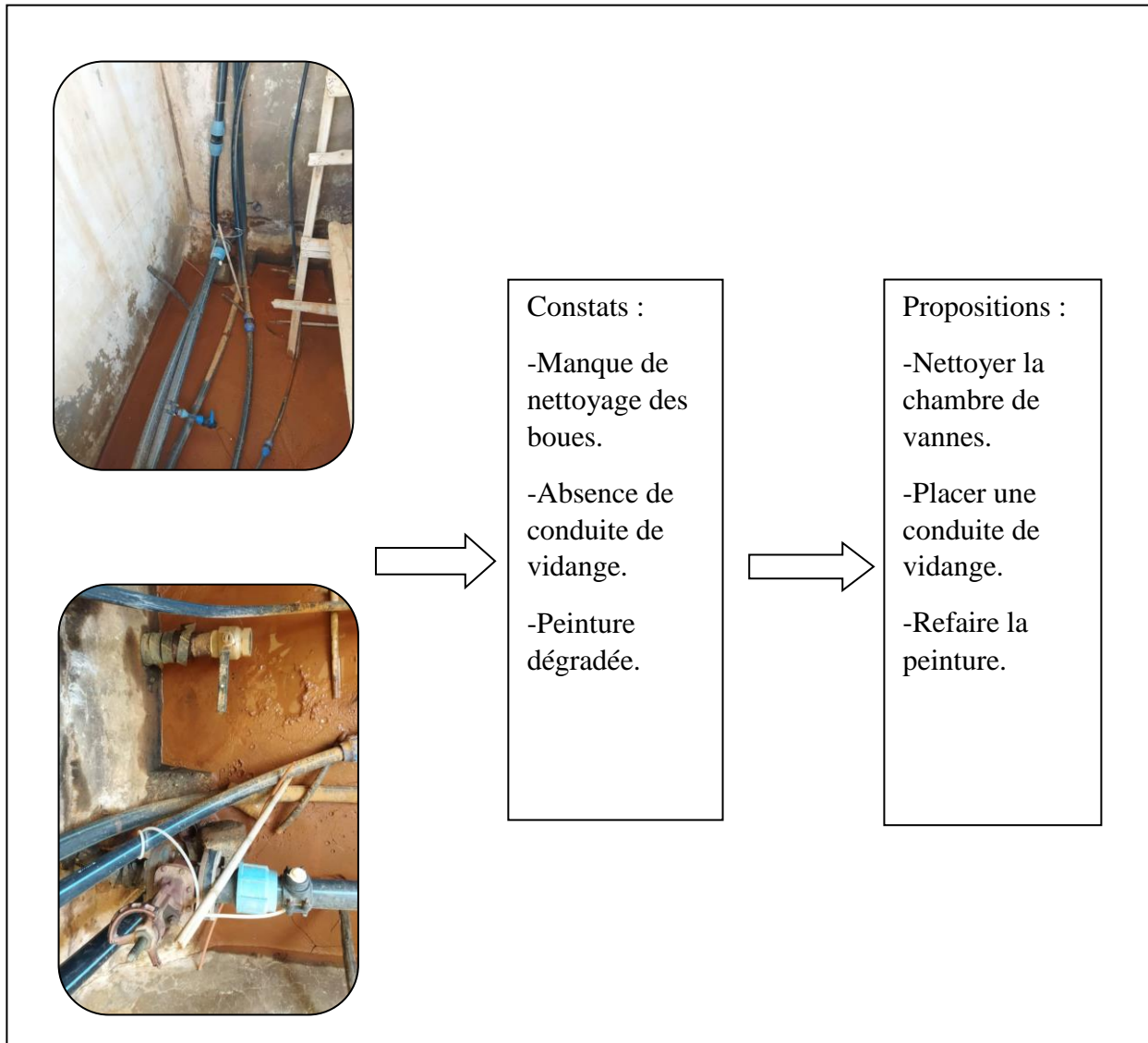
Le tableau (II.6) indique les caractéristiques de ce réservoir et son état d’entretien :

*Tableau (II.6) : Caractéristique du réservoir ATH-MALEK.*

Caractéristiques			
Capacité (m <sup>3</sup> )	Forme	Type	Cote du terrain (m)
100	Circulaire	Semi enterré	789
Etat d’entretien			
Clôture	Coupole	Echelle d’accès	Robinetterie
Bonne	Bonne	Bonne	Bonne
Etanchéité de la cuve	Etat du génie civil interne	Etat du génie civil externe	
Absente	Bon	Dégradé	



**Figure (II.11) :** Vue extérieure du réservoir de ATH-MALEK.



**Figure (II.12) :** Équipements de la chambre de vanne du réservoir de ATH-MALEK.

II.4.7. Le réservoir HENGUED

Le tableau (II.7) indique les caractéristiques de ce réservoir et son état d'entretien :

Tableau (II.7) : Caractéristique du réservoir HENGUED.

Caractéristiques			
Capacité (m <sup>3</sup> )	Forme	Type	Cote du terrain (m)
200	Circulaire	Semi enterré	777
Etat d'entretien			
Clôture	Coupole	Echelle d'accès	Robinetterie
Absente	Bonne	Bonne	Bonne
Etanchéité de la cuve	Etat du génie civil interne	Etat du génie civil externe	
Bonne	Bon	Bon	

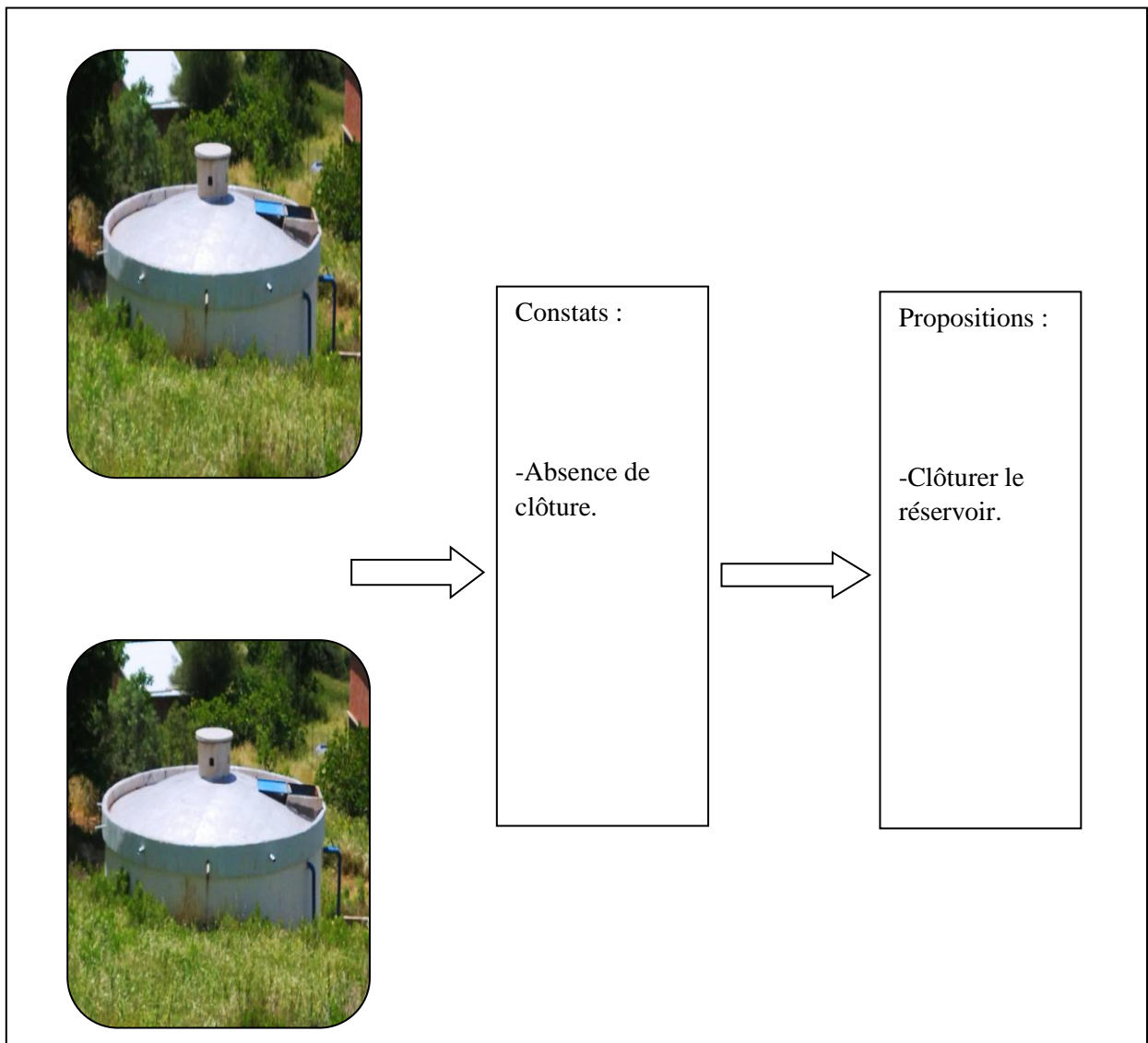
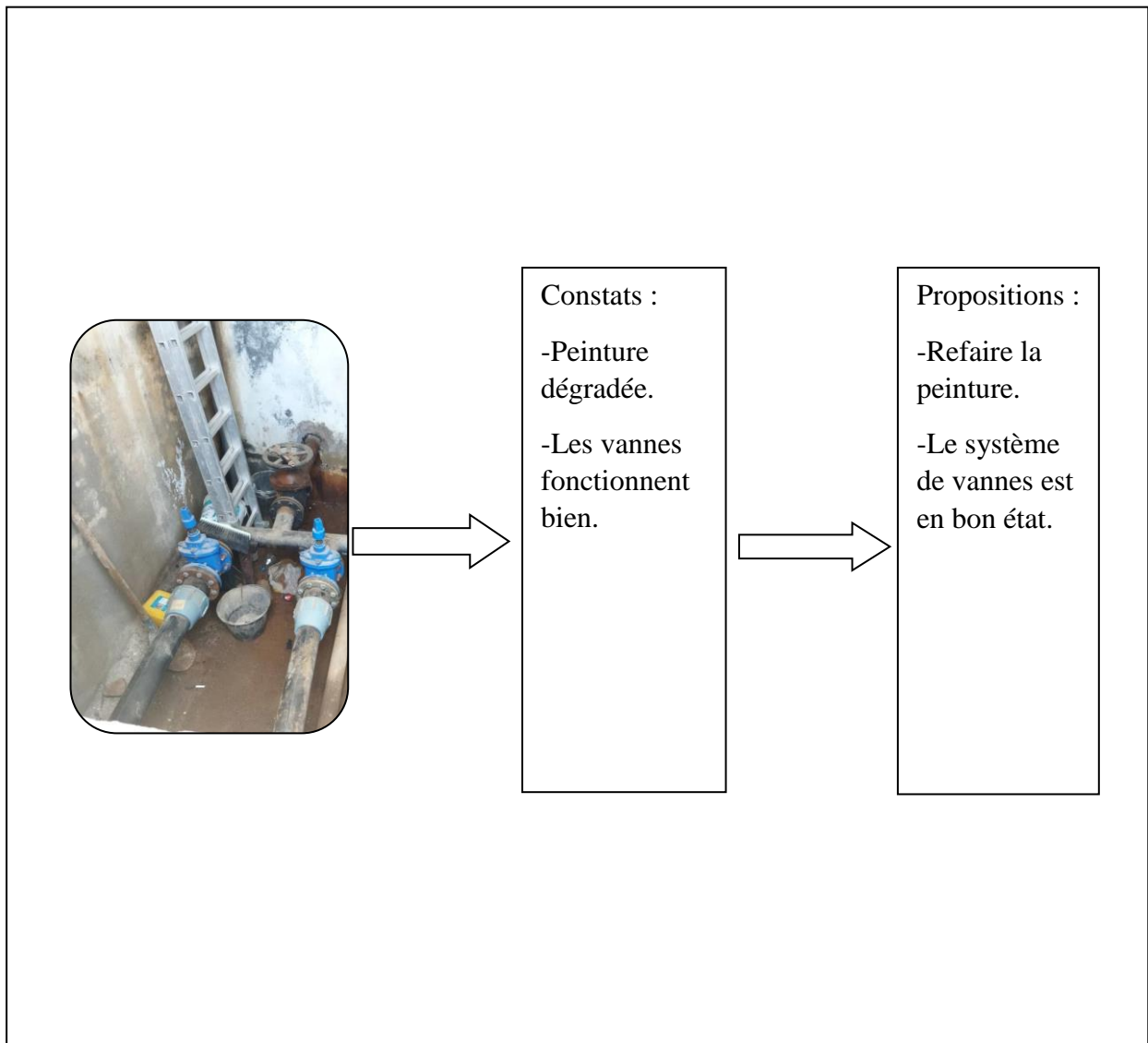


Figure (II.13) : Vue extérieure du réservoir de HENGUED.



**Figure (II.14) :** Équipements de la chambre de vannes du réservoir de HENGUED.



II.4.8. Le réservoir ACIF EL HAMMAM

Le tableau (II.8) indique les caractéristiques de ce réservoir et son état d’entretien :

Tableau (II.8) : Caractéristiques du réservoir d’ACIF EL HAMMAM.

Caractéristiques			
Capacité (m <sup>3</sup> )	Forme	Type	Cote du terrain (m)
50	Circulaire	Semi enterré	671
Etat d’entretien			
Clôture	Coupoie	Echelle d’accès	Robinetterie
Absente	Dégradée	Bonne	Très dégradée
Etanchéité de la cuve	Etat du génie civil interne	Etat du génie civil externe	
Absente	Dégradé	Dégradé	

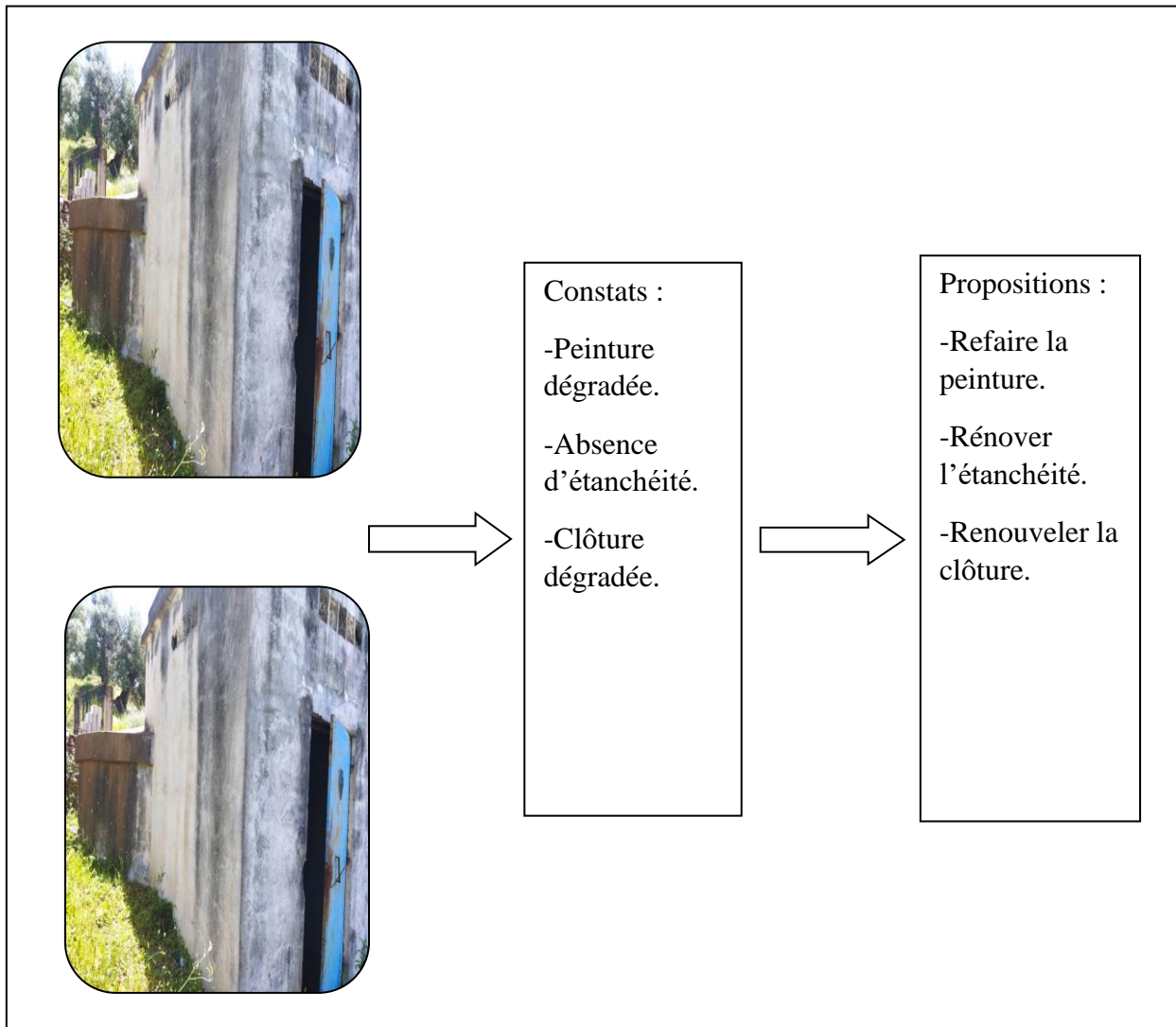


Figure (II.15) : Vue extérieure du réservoir d’ACIF EL HAMMAM.

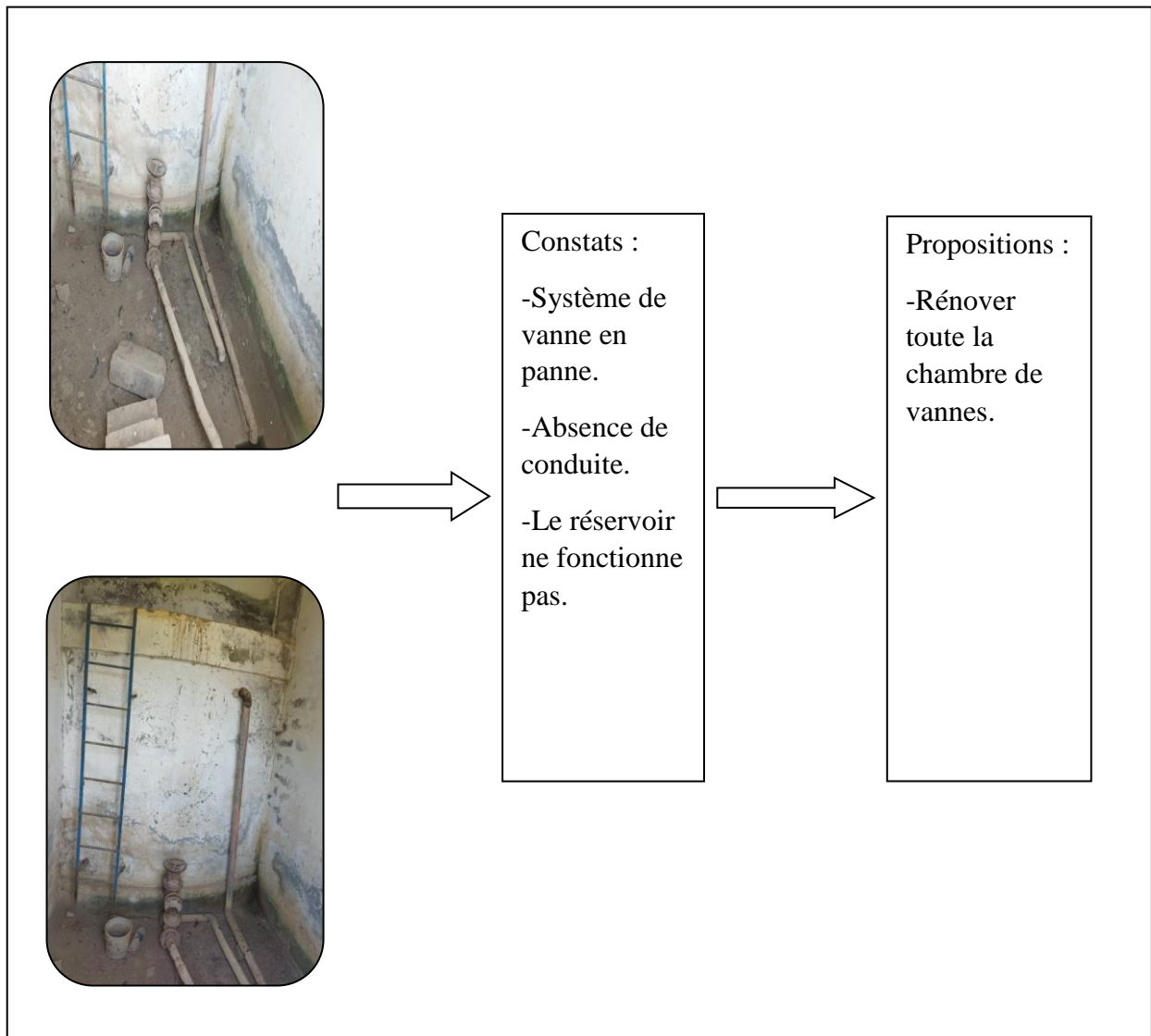


Figure (II.16) : Équipements de la chambre de vannes du réservoir d'ACIF EL HAMMAM.

II.4.9. Le réservoir ATH-YAHYA

Le tableau (II.9) indique les caractéristiques de ce réservoir et son état d’entretien :

Tableau (II.9) : Caractéristique du réservoir d’ATH-YAHYA.

Caractéristiques			
Capacité (m <sup>3</sup> )	Forme	Type	Cote du terrain (m)
250	Circulaire	Semi enterré	821
Etat d’entretien			
Clôture	Coupoie	Echelle d’accès	Robinetterie
Absente	Dégradée	Bonne	Très dégradée
Etanchéité de la cuve	Etat du génie civil interne	Etat du génie civil externe	
Absente	Bon	Bon	

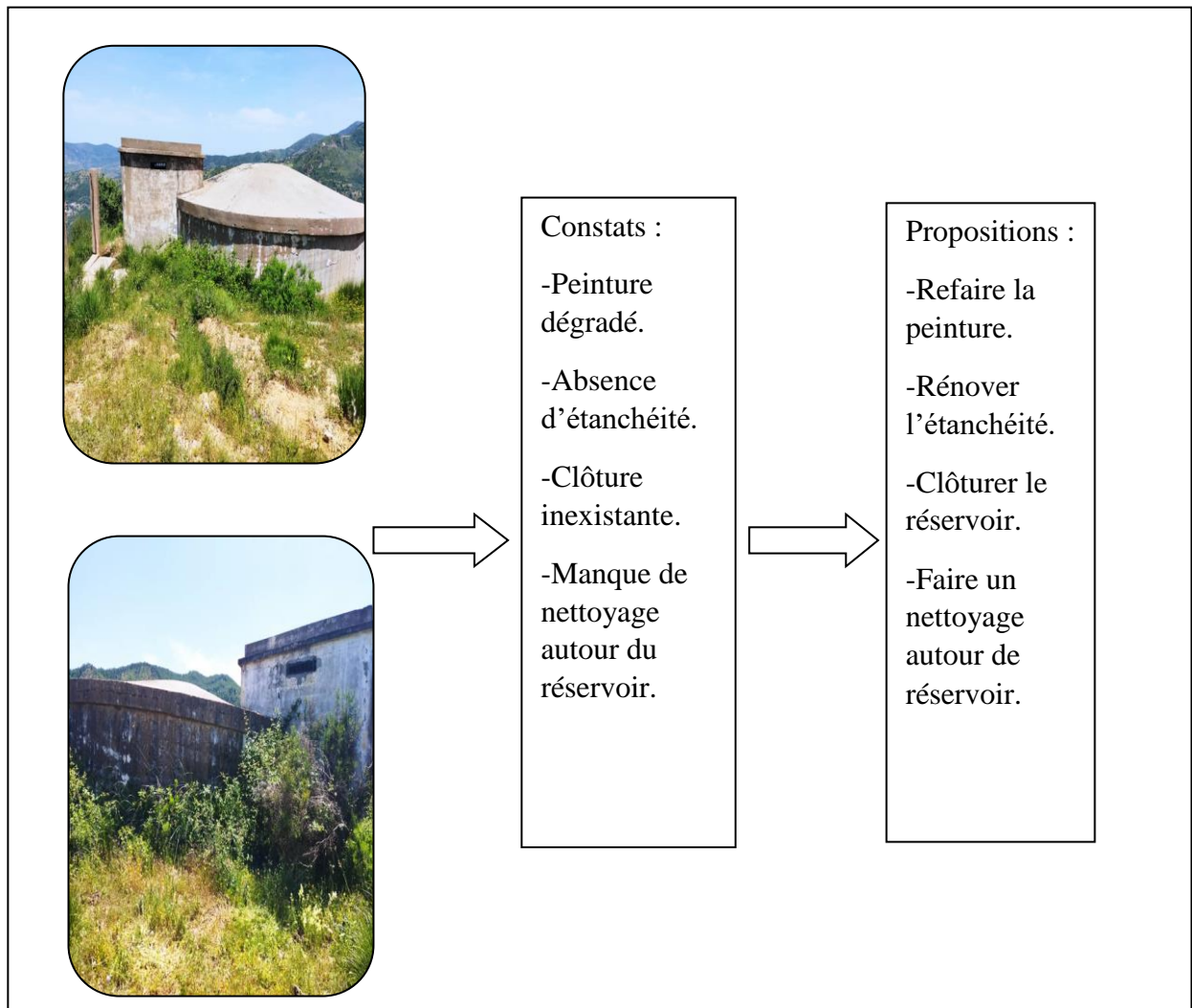


Figure (II.17) : Vue extérieure du réservoir d’ATH YAHYA.

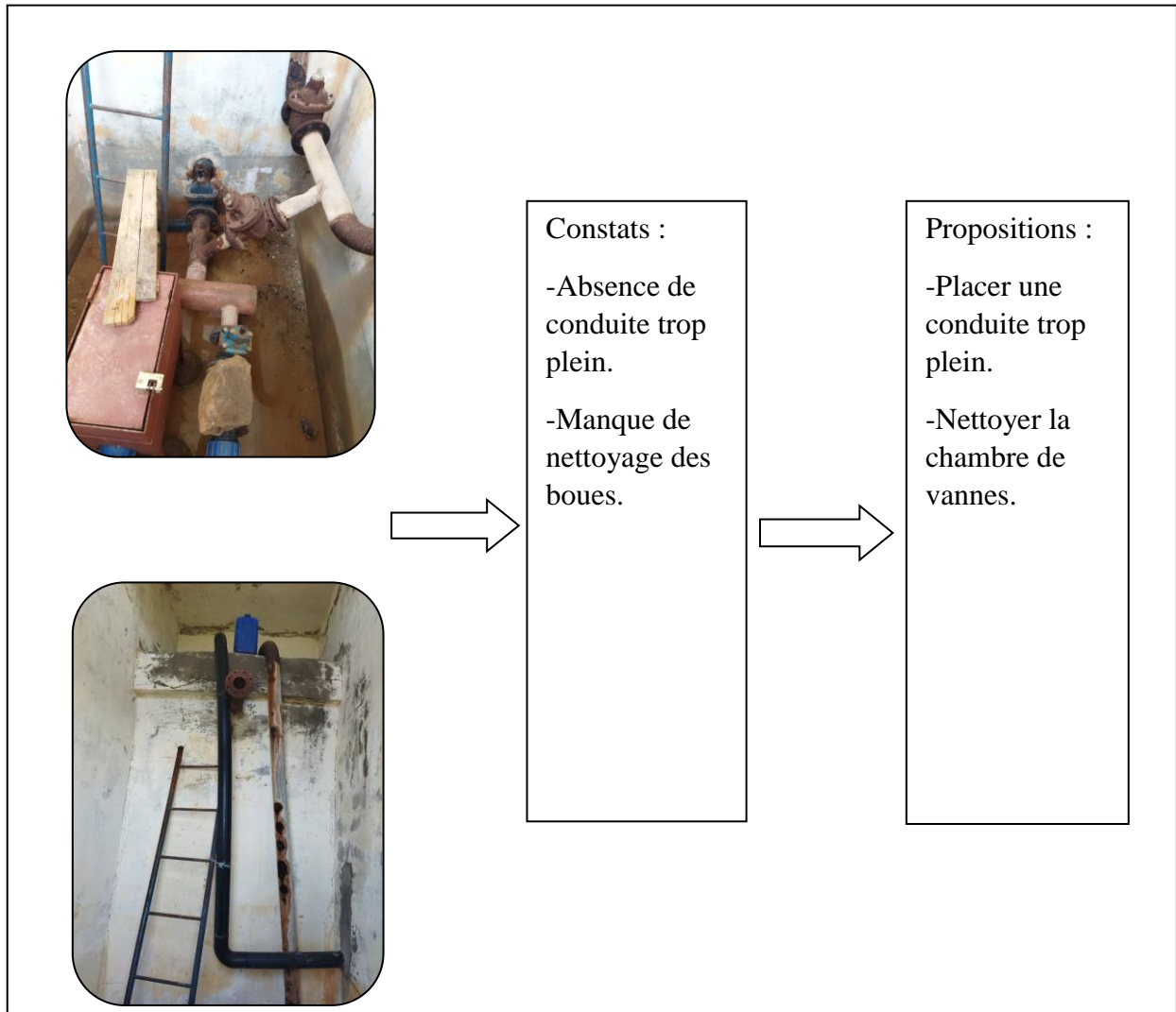


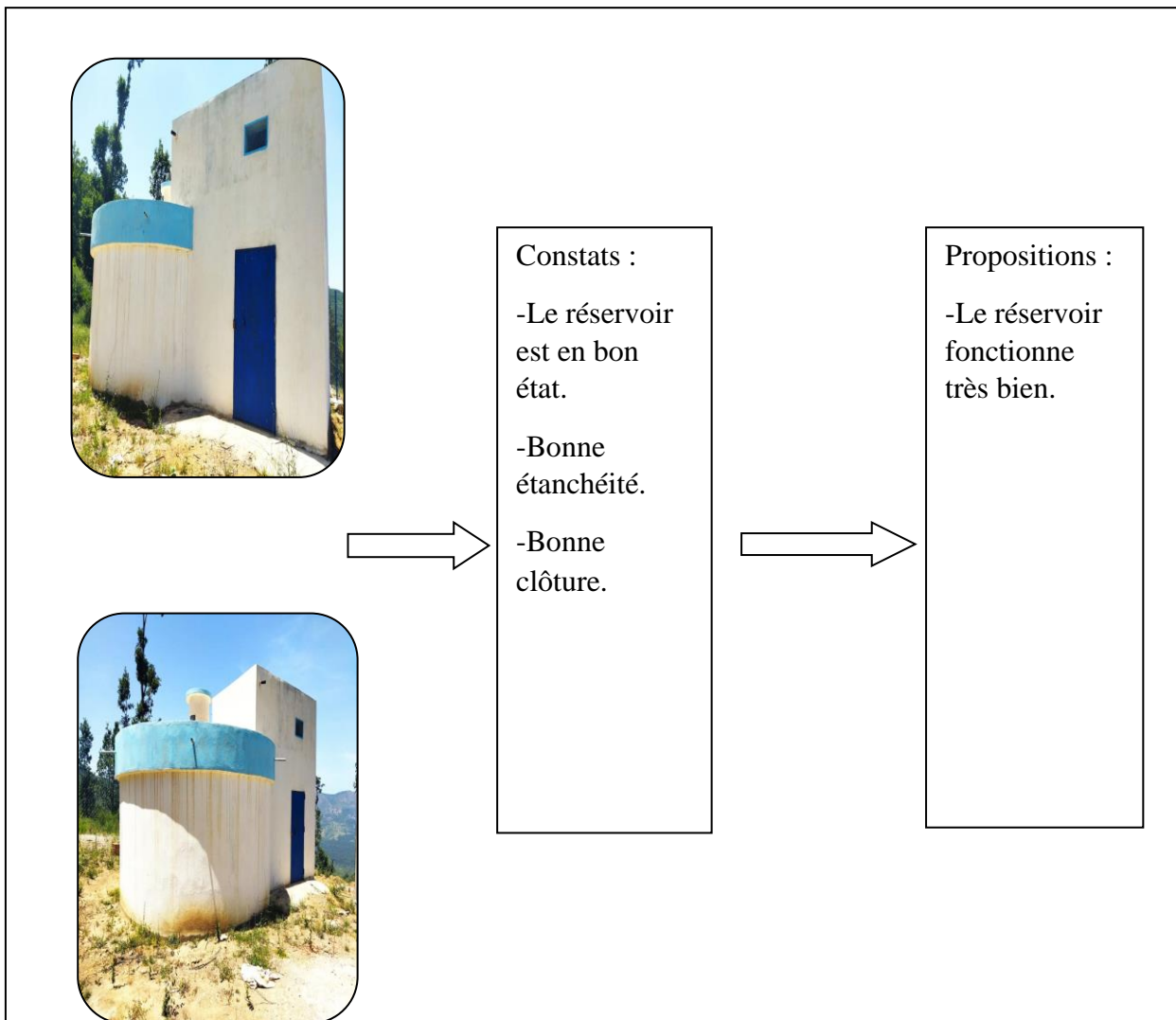
Figure (II.18) : Équipements de la chambre de vannes du réservoir d'ATH YAHYA.

**II.4.10. Le réservoir AGUEMOUNE OUKERDHOUCHE**

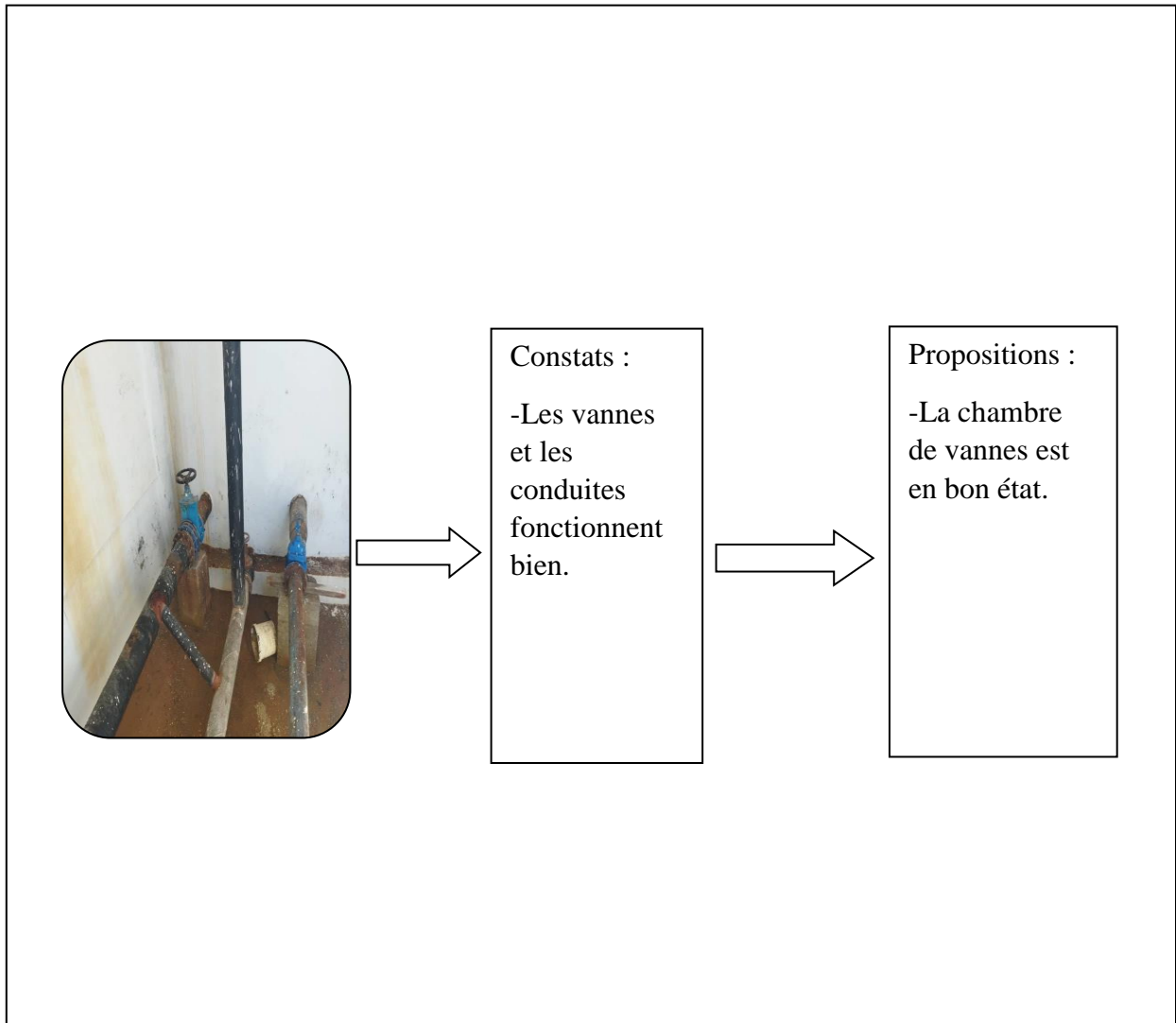
Le tableau (II.10) indique les caractéristiques de ce réservoir et son état d’entretien :

*Tableau (II.10) : Caractéristique du réservoir d’AGUEMOUNE OUKERDHOUCHE.*

Caractéristiques			
Capacité (m <sup>3</sup> )	Forme	Type	Cote du terrain (m)
50	Circulaire	Semi enterré	873
Etat d’entretien			
Clôture	Coupole	Echelle d’accès	Robinetterie
Bonne	Bonne	Bonne	Bonne
Etanchéité de la cuve	Etat du génie civil interne	Etat du génie civil externe	
Bonne	Bon	Bon	



**Figure (II.19) :** Vue extérieure du réservoir d’AGUEMOUNE OUKERDHOUCHE.



**Figure (II.20) :** Équipements de la chambre de vanne du réservoir d'AGUEMOUNE OUKERDOUCHE.

## **II.5. Conclusion**

D'après le diagnostic physique qu'on a élaboré à travers plusieurs visites des différents réservoirs de la région d'ACIF EL HAMMAM, et les discussions avec les responsables de l'APC et de la subdivision des ressources en eau d'Adekar, on cite les problèmes suivants :

- Absence de clôture pour certains réservoirs.
- Manque de nettoyage extérieur et intérieur.
- Absence d'étanchéité pour plusieurs réservoirs.

En conséquence, on propose de :

- Nettoyage et entretien des réservoirs.
- Clôturer les réservoirs.
- Rénover l'étanchéité.

Après avoir fait le diagnostic physique qui consiste à trouver toutes les anomalies dans le réseau, il est recommandé de vérifier le dimensionnement des réservoirs et des conduites.



**Chapitre 3 :**  
**Estimation des besoins**



## Chapitre III : Estimation des besoins

### III.1. Introduction

Notre étude vise à satisfaire les besoins en eau potable pour certains villages de la région d'ACIF EL HAMMAM, commune d'Adekar pour l'horizon 2047.

Dans ce chapitre, nous allons faire une étude d'estimation des différents besoins (domestiques, scolaire, sanitaire, socio-culturels, commerciaux, administratifs, et cheptels) ; afin de calculer les débits moyen et maximum journaliers des différents villages de notre zone d'étude.

### III.2. Estimation des besoins

L'estimation de la population future consiste à prendre en compte l'évolution de la population à long terme. Elle se calcule par la formule des intérêts composés suivante :

$$P_n = P_0 \times (1+T)^n \quad \text{(III.1)}$$

Avec :

- $P_n$  : La population future à l'horizon considéré ;
- $P_0$  : La population de l'année de référence ;
- $T$  : Le taux d'accroissement annuel de la population qui est de 1% [1] ;
- $n$  : Le nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon considéré.

L'estimation de la population à l'horizon d'étude est mentionnée dans le tableau suivant :

*Tableau (III.1) : Estimation de la population future.*

Village	Nombre d'habitants En 2022	Nombre d'habitants En 2027	Nombre d'habitants En 2037	Nombre d'habitants En 2047
IGHIL-LEQROUNE	122	129	142	157
TIGHZERT	173	182	201	222
TIMRI-MAHMOUD	255	268	296	327
TAZROUT	806	847	936	1033
ATH-MALEK	796	836	924	1020
HARIZ	258	271	300	331
HENGUED	2142	2251	2487	2747
ACIF-EL-HEMMAM	153	161	178	196
KIRIA	989	1040	1149	1269
ATH-YAHIA	1938	2037	2250	2486
AGUEMOUNE-OUKERDHOUCHE	357	375	415	458
<b>TOTAL</b>	<b>7989</b>	<b>8397</b>	<b>9278</b>	<b>10246</b>

### III.3. Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière se détermine en tenant compte des différents types de consommation actuelle et future : scolaire, administratifs, sanitaire...

Le dimensionnement du réseau projeté sera effectué sur la base de la consommation en eau actuel et future.

#### III.3.1. Consommation moyenne journalière de la population

Elle se détermine par la loi suivante :

$$Q_{\text{moy j}} = \frac{D \times N}{1000} \quad (\text{III.2})$$

Où :

- $Q_{\text{moyj}}$ : Consommation moyenne journalière en ( $\text{m}^3/\text{j}$ );
- $D$  : Dotation moyenne journalière ( $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ );
- $N$  : Nombre de consommateurs.

### III.3.2. Consommation moyenne journalière des différents besoins

#### III.3.2.1. Besoins domestiques

Etant donnée, la région étudiée est une zone rurale, On prend la dotation en eau domestique de  $D = 150 \text{ l}/\text{j}/\text{hab}$ . Le tableau ci-dessous indique les besoins domestique en  $\text{m}^3/\text{j}$  des différents villages de la commune d'Adekar :

*Tableau (III.2) : Les besoins domestique des différents horizons.*

Village	Horizon			
	2022	2027	2037	2047
IGHIL-LEQROUNE	18,3	19,35	21,3	23,55
TIGHZERT	25,95	27,3	30,15	33,3
TIMRI-MAHMOUD	38,25	40,2	44,4	49,05
TAZROUT	120,9	127,05	140,4	154,95
ATH-MALEK	119,4	125,4	138,6	153
HARIZ	38,7	40,65	45	49,65
HENGUED	321,3	337,65	373,05	412,05
ACIF-EL-HAMMAM	22,95	24,15	26,7	29,4
KIRIA	148,35	156	172,35	190,35
ATH-YAHIA	290,7	305,55	337,5	372,9
AGUEMOUNE-OUKERDHOUCHE	53,55	56,25	62,25	68,7
<b>TOTAL (<math>\text{m}^3/\text{j}</math>)</b>	<b>1198,35</b>	<b>1259,55</b>	<b>1391,7</b>	<b>1536,9</b>

### III.3.2.2. Besoins scolaires

La zone objet d'étude est composée de quelques écoles primaires et d'une école de l'enseignement moyen comme il est indiqué dans le tableau ci-après :

On prend la dotation en eau de la catégorie scolaire  $D = 20$  l/j.

*Tableau (III.3) : Besoins scolaires de notre zone d'étude.*

Catégorie	Equipement	Localisation	Nombre d'équipements	Nombre d'usagers	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Scolaire	Ecole primaire	TAZROUT	1	150	3
		ATH-MALEK	1	120	2,4
		ACIF-EL-HAMMAM	1	120	2,4
		KIRIA	1	120	2,4
		ATH-YAHIA	1	120	2,4
	CEM	TAZROUT	1	250	5
		ACIF-EL-HAMMAM	1	150	3
<b>TOTAL</b>					<b>20,6</b>

### III.3.2.3. Besoins sanitaires

Les équipements sanitaires sont uniquement des salles des soins comme indiqué dans le tableau (II.4) :

On prend la dotation en eau des équipements sanitaire  $D = 20$  l/j.

*Tableau (III.4) : Les besoins sanitaires.*

Catégorie	Equipement	Localisation	Nombre d'équipements	Nombre d'usagers	Besoins (m3/j)
Sanitaire	Salle de soins	TAZROUT	1	10	0,2
		ACIF-EL-HEMMAM	1	10	0,2
		ATH-YAHIA	1	10	0,2
<b>TOTAL</b>					<b>0,6</b>

#### III.3.2.4. Besoins socioculturels

Les mosquées englobent la totalité des besoins socioculturels. Comme on note la présence des maisons de jeunes. Ces équipements sont dans le tableau (II.5):

On prend la dotation pour les mosquées  $D = 10$  l/j, et pour les maisons de jeunes  $D = 5$  l/j.

*Tableau (III.5) : Les besoins socio-culturels de notre zone d'étude.*

Catégorie	Equipement	Localisation	Nombre d'équipements	Nombre d'usagers	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Socio – Culturels	Mosquée	IGHIL-LEQROUN.	1	70	0,7
		TIGHZERT	1	60	0,6
		TIMRI-MAHMOUD	1	150	1,5
		TAZROUT	1	300	3
		ATH-MALEK	1	200	2
		HARIZ	1	150	1,5
		HENGUED	1	500	5
		ACIF-EL-HEMMAM	1	70	0,7
		KIRIA	1	250	2,5
	ATH-YAHIA	1	500	5	
	Maison de jeunes	TAZROUT	1	200	1
		ACIF-EL-HEMMAM	1	100	0,5
		ATH-YAHIA	1	500	2,5
<b>TOTAL</b>					<b>26,5</b>

### III.3.2.5. Besoins commerciaux

Les équipements commerciaux sont concentrés dans les 11 villages indiqués dans le tableau (III.7) :

*Tableau (III.7) : Besoins commerciaux.*

Localisation	Equipement	Dotation (l/j)	Nombre d'équipements	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
TIGHZERT	Cafeteria	300	1	0,3
	Alimentation-générale	10	1	0,01
TIMRI-MAHMOUD	Restaurant	500	2	1
TAZROUT	Atelier de soudure	20	1	0,02
	Alimentation générale	10	2	0,02
ATH-MALEK	Alimentation-générale	10	1	0,01
HENGUED	Cafeteria	300	1	0,3
	Alimentation-générale	10	1	0,01
ACIF-EL-HAMMAM	Cafeteria	300	5	1,5
	Alimentation-générale	10	4	0,04
	Quincaillerie	10	2	0,02
	Pharmacie	50	1	0,05
	Dortoir et hôtels	500	10	5
	Restaurant	500	4	2
KIRIA	Boulangerie	500	1	0,5
	Pâtisserie	300	1	0,3
	Cafeteria	300	1	0,3
	Alimentation-générale	10	1	0,01
ATH-YAHIA	Cafeteria	300	1	0,3
	Alimentation-générale	10	1	0,01
	Quincaillerie	10	1	0,01
<b>TOTAL</b>				<b>11,71</b>

### III.3.2.6. Besoins administratifs

Sont représentées dans le tableau suivant :

*Tableau (III.8) : Besoins administratifs.*

Type D'infrastructure	Désignation	Localisation	Nombre D'équipements	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Administratifs	L'antenne APC	TAZROUT	1	0,025
		ACIF-EL-HAMMAM	1	0,025
		ATH-YAHIA	1	0,025
	L'antenne La Poste	TAZROUT	1	0,015
		ACIF-EL-HAMMAM	1	0,015
		ATH-YAHIA	1	0,015
<b>TOTAL</b>				<b>0,120</b>

### III.3.2.7. Besoins des cheptels

Les besoins du cheptels (m<sup>3</sup>/j) sont représentés dans le tableau suivant :

*Tableau (III.9) : Besoins des cheptels.*

Catégorie	Village	Bovin D=100 l/j	Ovin D=20 l/j	Caprin D=20 l/j	Volaille D=0,1 l/j	Total
Cheptel	IGHIL-LEQROUNE	3	1,4	0,9	0,8	6,1
	TIGHZERT	1	1,2	0,8	1	4
	TIMRI-MAHMOUD	3	1,2	0,8	0,6	5,6
	TAZROUT	4	1,4	1	1,5	7,9
	ATH-MALEK	1	1	0,8	0,7	3,5
	HARIZ	1,5	1	0,9	0,7	4,1
	HENGUED	3	1,4	1	1,5	6,9
	ACIF-EL-HAMMAM	1	0,6	0,4	0,3	2,3
	KIRIA	1	0,8	0,6	0,3	2,7
ATH-YAHIA	2	1	1,2	0,5	4,7	
<b>Total</b>		<b>20,5</b>	<b>11</b>	<b>8,4</b>	<b>7,9</b>	<b>47,8</b>



### III.3.3. Consommation moyenne journalière total

La consommation moyenne journalière est la somme des besoins domestiques et les besoins d'équipements. Elle est représentée dans ce tableau pour chaque village de notre zone d'étude :

*Tableau (III.10) : Récapitulatif des différentes consommations journalières des différentes zones concernées par l'étude à l'horizon actuel et futur.*

Localités	Besoins domestiques $Q_{dom}$ (m <sup>3</sup> /j)		Besoins d'équipements $Q_{equi}$ (m <sup>3</sup> /j)		$Q_{moy j}$ (m <sup>3</sup> /j)	
	2022	2047	2022	2047	2022	2047
IGHIL-LEQROUNE	18,3	23,55	6,80	8,72	25,1	32,27
TIGHZERT	25,95	33,3	4,91	6,30	30,86	39,6
TIMRI-MAHMOUD	38,25	49,05	8,10	10,39	46,35	59,44
TAZROUT	120,9	154,95	20,18	25,88	141,08	180,83
ATH-MALEK	119,4	153	7,91	10,14	127,31	163,14
HARIZ	38,7	49,65	5,60	7,18	44,3	56,83
HENGUED	321,3	412,05	12,21	15,66	333,51	427,71
ACIF-EL-HAMMAM	22,95	29,4	17,75	22,76	40,7	52,16
KIRIA	148,35	190,35	8,71	11,17	157,06	201,52
ATH-YAHIA	290,7	372,9	15,16	19,44	305,86	392,34
AGUEMOUNE- OUKERDHOUCHE	53,55	68,7	0,00	0,00	53,55	68,7
<b>TOTAL</b>	<b>1198,35</b>	<b>1536,9</b>	<b>107,33</b>	<b>137,64</b>	<b>1305,68</b>	<b>1674,54</b>

### III.3.4. Majoration de la consommation moyenne journalière

Les réseaux d'AEP risquent d'être touchés par des fuites, et pour éviter l'insuffisance de la consommation journalière; on estime dans notre travail ces fuites à 20% du débit moyen journalier et un coefficient de majoration de  $K_f = 1,2$ .

La majoration de la consommation moyenne journalière peut être exprimée par la formule suivante :

$$Q_{moy j \text{ maj}} = Q_{moy j} \times k_f \quad (III.3)$$

Avec :

- $Q_{\text{moy j maj}}$  : Débit moyen majoré ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $Q_{\text{moy j}}$  : Débit moyen journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $K_f$  : Coefficient de majoration ( $K_f = 1.2$ ).

Les débits majorés journaliers sont indiqués dans le tableau (III.11) :

*Tableau (III.11) : Majoration de la consommation moyenne journalière.*

Localités	$Q_{\text{moy j}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )		$Q_{\text{maj j}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	
	2022	2047	2022	2047
IGHIL-LEQROUNE	25,1	32,27	30,12	38,72
TIGHZERT	30,86	39,6	37,03	47,52
TIMRI-MAHMOUD	46,35	59,44	55,62	71,33
TAZROUT	141,08	180,83	169,30	217,00
ATH-MALEK	127,31	163,14	152,77	195,77
HARIZ	44,3	56,83	53,16	68,20
HENGUED	333,51	427,71	400,21	513,25
ACIF-EL-HAMMAM	40,7	52,16	48,84	62,59
KIRIA	157,06	201,52	188,47	241,82
ATH-YAHIA	305,86	392,34	367,03	470,81
AGUEMOUNE-OUKERDHOUCHE	53,55	68,7	64,26	82,44
<b>TOTAL</b>	<b>1305,68</b>	<b>1674,54</b>	<b>1566,81</b>	<b>2009,45</b>

### III.3.5. Etude des variations de la consommation

#### III.3.5.1. Etude de la variation journalière

Une journée où la consommation est élevée (débit maximal), ainsi qu'une journée où la consommation est faible (débit minimal), pendant l'année, cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularités  $K_{\text{max j}}$  et  $K_{\text{min j}}$ .

### III.3.5.1.1. Consommation maximale journalière ( $Q_{\max j}$ )

Ce débit relatif au jour de la plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner toute la chaîne de distribution.

Il est donné comme suit :

$$Q_{\max j} = K_{\max j} \times Q_{\text{maj } j} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- $Q_{\max j}$  : Débit maximum journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $Q_{\text{maj } j}$  : Débit moyen journalier majorée ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $K_{\max j}$  : Coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1,1 et 1,3. Dans notre cas, ce coefficient est pris égal à 1,2.

En récapitulation, les besoins maximaux journaliers sont représentés dans le tableau ci-après :

*Tableau (III.12) : Consommation maximale journalière.*

Localités	Besoins majorés ( $\text{m}^3/\text{j}$ )		$K_{\max j}$	Débit maximum journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	
	2022	2047		2022	2047
IGHIL-LEQROUNE	30,12	38,72	1,2	36,14	46,47
TIGHZERT	37,03	47,52		44,44	57,02
TIMRI-MAHMOUD	55,62	71,33		66,74	85,59
TAZROUT	169,30	217,00		203,16	260,40
ATH-MALEK	152,77	195,77		183,33	234,92
HARIZ	53,16	68,20		63,79	81,84
HENGUED	400,21	513,25		480,25	615,90
ACIF-EL-HAMMAM	48,84	62,59		58,61	75,11
KIRIA	188,47	241,82		226,17	290,19
ATH-YAHIA	367,03	470,81		440,44	564,97
AGUEMOUNE-OUKERDHOUCHE	64,26	82,44		77,11	98,93
<b>TOTAL</b>	<b>1566,81</b>	<b>2009,45</b>		<b>1880,18</b>	<b>2411,34</b>

### III.3.5.1.2. Consommation minimale journalière ( $Q_{\min j}$ )

C'est la journée ou on registre la plus faible consommation journalière en eau dans une année. Il permet de voir le comportement du réseau en cas de surpression.

Ce débit se calcule avec la formule suivante :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} \times Q_{\max j} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- $Q_{\min j}$  : Débit minimal journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $Q_{\max j}$  : Débit majoré journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $K_{\min j}$  : Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0,7 et 0,9. Dans notre cas, ce coefficient est pris égal à 0,8

En récapitulation, les besoins minimaux journaliers sont représentés dans le tableau ci-dessous :

*Tableau (III.13) : Consommation minimale journalière.*

Localités	Besoins majorée ( $\text{m}^3/\text{j}$ )		$K_{\min j}$	Débit minimum journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	
	2022	2047		2022	2047
IGHIL-LEQROUNE	30,12	38,72	0,8	24,10	30,98
TIGHZERT	37,03	47,52		29,62	38,02
TIMRI-MAHMOUD	55,62	71,33		44,50	57,06
TAZROUT	169,30	217,00		135,44	173,60
ATH-MALEK	152,77	195,77		122,22	156,61
HARIZ	53,16	68,20		42,53	54,56
HENGUED	400,21	513,25		320,17	410,60
ACIF-EL-HAMMAM	48,84	62,59		39,07	50,07
KIRIA	188,47	241,82		150,78	193,46
ATH-YAHIA	367,03	470,81		293,63	376,65
AGUEMOUNE-OUKERDHOUCHE	64,26	82,44		51,41	65,95
<b>TOTAL</b>	<b>1566,81</b>	<b>2009,45</b>		<b>1253,47</b>	<b>1607,56</b>

### III.3.6. Variation de la consommation horaire

La variation du débit horaire dans la journée est caractérisée par des coefficients de variation **K<sub>max h</sub>** et **K<sub>min h</sub>**, appelés respectivement coefficients de consommation maximum et minimum horaire. Ces coefficients sont calculés pour la journée la plus chargée et la moins chargée de l'année.

#### III.3.6.1. Coefficients d'irrégularités horaires

##### a- Coefficient d'irrégularité horaire maximum

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire durant la journée, il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- **$\alpha_{\max}$**  : Coefficient varie entre 1.2 et 1.3, qui tiennent compte du niveau de vie de la population et du confort, dans notre cas on prend  **$\alpha_{\max} = 1.3$**
- **$\beta_{\max}$**  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

*Tableau (III.14) : Coefficient étroitement  $\beta_{\max}$  en fonction de la population.*

Nombre d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	600000
<b><math>\beta_{\max}</math></b>	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.10	1.03

Les valeurs de **Kmax h** de chaque zone de distribution sont présentées dans le tableau suivant:

*Tableau (III.15) : Coefficient d'irrégularité horaire maximum.*

Localités	Nombres d'habitants	$\alpha_{\max}$	$\beta_{\max}$	Kmax h calculé	Kmax h normalisé
IGHIL-LEQROUNE	122	1.3	2	2,6	2,5
TIGHZERT	173		2	2,6	2,5
TIMRI-MAHMOUD	255		2	2,6	2,5
TAZROUT	806		2	2,6	2,5
ATH-MALEK	796		2	2,6	2,5
HARIZ	258		2	2,6	2,5
HENGUED	2142		1.67	2,17	2,5
ACIF-EL-HAMMAM	153		2	2,6	2,5
KIRIA	989		2	2,6	2,5
ATH-YAHIA	1938		1.71	2,23	2,5
AGUEMOUNE-OUKERDHOUCHE	357		2	2,6	2,5

#### b- Coefficient d'irrégularité horaire minimum

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K \min h = \alpha \min \times \beta \min \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- **$\alpha \min$**  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie de 0.4 à 0.6. Pour notre cas on prend  $\alpha \min = 0.5$ .
- **$\beta \min$**  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

*Tableau (III.16) : Coefficient étroitement  $\beta \min$  en fonction du nombre d'habitants.*

Nombre d'habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
<b>Bmin</b>	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Les valeurs de **K<sub>min h</sub>** de chaque zone de distribution sont présentées dans le tableau suivant :

*Tableau (III.17) : Coefficient d'irrégularité horaire minimum.*

Localités	Nombres d'habitants	$\alpha_{\min}$	$\beta_{\min}$	<b>K<sub>min h</sub></b>
IGHIL-LEQROUNE	122	0,5	0,1	0,05
TIGHZERT	173		0,1	0,05
TIMRI-MAHMOUD	255		0,1	0,05
TAZROUT	806		0,1	0,05
ATH-MALEK	796		0,1	0,05
HARIZ	258		0,1	0,05
HENGUED	2142		0,1	0,05
ACIF-EL-HAMMAM	153		0,1	0,05
KIRIA	989		0,1	0,05
ATH-YAHIA	1938		0,1	0,05
AGUEMOUNE-OUKERDHOUCHE	357		0,1	0,05

### III.3.7. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est utile pour le dimensionnement des prises d'eaux et des stations de traitements, il est donné par la relation suivante :

$$Q \text{ moy h} = Q \text{ max j} / 24 \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- **Q moy h** : Débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h) ;
- **Q max j** : Débit maximal journalier (m<sup>3</sup>/j).

### III.3.8. Débit maximal horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q \text{ max h} = Q \text{ moy h} \times K \text{ max h} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

- **Q moy h** : Débit moyen horaire ( $\text{m}^3/\text{h}$ ) ;
- **K max h** : Coefficient d'irrégularité horaire maximum.

### III.3.9. Débit minimal horaire

Il est déterminé par la relation suivante :

$$\mathbf{Q \text{ min h} = Q \text{ moy h} \times K \text{ min h}} \quad \text{(III.10)}$$

Avec :

- **Q moy h** : Débit moyen horaire en ( $\text{m}^3/\text{h}$ ) ;
- **K min h** : Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

Les consommations moyennes, minimales et maximales horaires sont représentées dans le tableau suivant :

*Tableau (III.18) : Débit moyen, minimal et maximal horaire.*

Localités	Année	$Q_{\text{moyh}}(\text{m}^3/\text{h})$	$\alpha_{\text{max}}$	$\beta_{\text{max}}$	$K_{\text{maxh}}$ Normalisé	$Q_{\text{max h}}$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	$\alpha_{\text{min}}$	$\beta_{\text{min}}$	$K_{\text{minh}}$	$Q_{\text{min h}}$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )
IGHIL-LEQROUNE	2047	1,936	1.3	2	2,5	4,84	0.5	0.1	0,05	0,097
TIGHZERT		2,376		2	2,5	5,94		0.1	0,05	0,119
TIMRI-MAHMOUD		3,566		2	2,5	8,915		0.1	0,05	0,178
TAZROUT		10,85		2	2,5	27,125		0.1	0,05	0,546
ATH-MALEK		9,788		2	2,5	24,47		0.1	0,05	0,489
HARIZ		3,41		2	2,5	8,525		0.1	0,05	0,171
HENGUED		25,662		1.67	2,5	64,155		0.1	0,05	1,283
ACIF-EL-HAMMAM		3,13		2	2,5	7,825		0.1	0,05	0,157
KIRIA		12,091		2	2,5	30,2275		0.1	0,05	0,605
ATH-YAHIA		23,54		1.71	2,5	58,85		0.1	0,05	1,177
AGUEMOUNE-OUKERDHOUCHE		4,122		2	2,5	10,305		0.1	0,05	0,206



**III.3.10. Consommation en eau par tranche pour l'horizon 2047**

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_h = P\% \times Q_{\max j} \quad (\text{III.11})$$

Avec :

- **P%** : Pourcentage du régime de consommation horaire (annexe 1);
- **Q max j** : Débit max journalier (m<sup>3</sup>/j) ;
- **Q h** : Débit horaire (m<sup>3</sup>/h).

*Tableau (III.19) : Répartition de la consommation horaire.*

Heures	IGHIL-LEQROUNE		TIGHZERT		TIMRI-MAHMOUD	
	Coeff de consommation (%)	Consommation (m <sup>3</sup> /h)	Coeff de consommation (%)	Consommation (m <sup>3</sup> /h)	Coeff de consommation (%)	Consommation (m <sup>3</sup> /h)
	Consommation totale Q <sub>maxj</sub> =46,469m <sup>3</sup> /j K <sub>max h</sub> = 2,5		Consommation totale Q <sub>maxj</sub> =57,024m <sup>3</sup> /j K <sub>max h</sub> = 2,5		Consommation totale Q <sub>maxj</sub> =85,594m <sup>3</sup> /j K <sub>max h</sub> = 2,5	
0-1	0,6	0,279	0,6	0,342	0,6	0,514
1-2	0,6	0,279	0,6	0,342	0,6	0,514
2-3	1,2	0,558	1,2	0,684	1,2	1,027
3-4	2	0,929	2	1,140	2	1,712
4-5	3,5	1,626	3,5	1,996	3,5	2,996
5-6	3,5	1,626	3,5	1,996	3,5	2,996
6-7	4,5	2,091	4,5	2,566	4,5	3,851
7-8	10,2	4,740	10,2	5,816	10,2	8,731
8-9	8,8	4,089	8,8	5,018	8,8	7,532
9-10	6,5	3,020	6,5	3,707	6,5	5,564
10-11	4,1	1,905	4,1	2,338	4,1	3,509
11-12	4,1	1,905	4,1	2,338	4,1	3,509
12-13	3,5	1,626	3,5	1,996	3,5	2,996
13-14	3,5	1,626	3,5	1,996	3,5	2,996
14-15	4,7	2,184	4,7	2,680	4,7	4,023
15-16	6,2	2,881	6,2	3,535	6,2	5,307
16-17	10,4	4,833	10,4	5,930	10,4	8,902
17-18	9,4	4,368	9,4	5,360	9,4	8,046
18-19	7,3	3,392	7,3	4,163	7,3	6,248
19-20	1,6	0,744	1,6	0,912	1,6	1,370
20-21	1,6	0,744	1,6	0,912	1,6	1,370
21-22	1	0,465	1	0,570	1	0,856
22-23	0,6	0,279	0,6	0,342	0,6	0,514
23-24	0,6	0,279	0,6	0,342	0,6	0,514

Tableau (III.19) : Répartition de la consommation horaire (suite).

	TAZROUT		ATH-MALEK		HARIZ	
Heures	Consommation totale Q <sub>max j</sub> = 260,395 m <sup>3</sup> /j K <sub>max h</sub> = 2,5		Consommation totale Q <sub>max j</sub> = 234,922 m <sup>3</sup> /j K <sub>max h</sub> = 2,5		Consommation totale Q <sub>max j</sub> = 81,835 m <sup>3</sup> /j K <sub>max h</sub> = 2,5	
	Coeff de consommation (%)	Consommation (m <sup>3</sup> /h)	Coeff de consommation (%)	Consommation (m <sup>3</sup> /h)	Coeff de consommation (%)	Consommation (m <sup>3</sup> /h)
0-1	0,6	1,562	0,6	1,410	0,6	0,491
1-2	0,6	1,562	0,6	1,410	0,6	0,491
2-3	1,2	3,125	1,2	2,819	1,2	0,982
3-4	2	5,208	2	4,698	2	1,637
4-5	3,5	9,114	3,5	8,222	3,5	2,864
5-6	3,5	9,114	3,5	8,222	3,5	2,864
6-7	4,5	11,718	4,5	10,571	4,5	3,683
7-8	10,2	26,560	10,2	23,962	10,2	8,347
8-9	8,8	22,915	8,8	20,673	8,8	7,201
9-10	6,5	16,926	6,5	15,270	6,5	5,319
10-11	4,1	10,676	4,1	9,632	4,1	3,355
11-12	4,1	10,676	4,1	9,632	4,1	3,355
12-13	3,5	9,114	3,5	8,222	3,5	2,864
13-14	3,5	9,114	3,5	8,222	3,5	2,864
14-15	4,7	12,239	4,7	11,041	4,7	3,846
15-16	6,2	16,144	6,2	14,565	6,2	5,074
16-17	10,4	27,081	10,4	24,432	10,4	8,511
17-18	9,4	24,477	9,4	22,083	9,4	7,692
18-19	7,3	19,009	7,3	17,150	7,3	5,974
19-20	1,6	4,1663	1,6	3,759	1,6	1,309
20-21	1,6	4,1663	1,6	3,759	1,6	1,309
21-22	1	2,604	1	2,349	1	0,818
22-23	0,6	1,562	0,6	1,410	0,6	0,491
23-24	0,6	1,562	0,6	1,410	0,6	0,491

**Tableau (III.19) : Répartition de la consommation horaire (suite).**

Heures	HENGUED		ACIF-EL-HAMMAM		KIRIA	
	Consommation totale Qmax j =615,902m <sup>3</sup> /j Kmax h = 2,5		Consommation totale Qmax j =75,11m <sup>3</sup> /j Kmax h = 2,5		Consommation totale Qmax j =290,189m <sup>3</sup> /j Kmax h = 2,5	
	Coeff de consommation (%)	Consommation (m <sup>3</sup> /h)	Coeff de consommation (%)	Consommation (m <sup>3</sup> /h)	Coeff de consommation (%)	Consommation (m <sup>3</sup> /h)
0-1	0,6	3,695	0,6	0,451	0,6	1,741
1-2	0,6	3,695	0,6	0,451	0,6	1,741
2-3	1,2	7,391	1,2	0,901	1,2	3,482
3-4	2	12,318	2	1,502	2	5,804
4-5	3,5	21,557	3,5	2,629	3,5	10,157
5-6	3,5	21,557	3,5	2,629	3,5	10,157
6-7	4,5	27,716	4,5	3,380	4,5	13,059
7-8	10,2	62,822	10,2	7,661	10,2	29,599
8-9	8,8	54,199	8,8	6,610	8,8	25,537
9-10	6,5	40,034	6,5	4,882	6,5	18,862
10-11	4,1	25,252	4,1	3,080	4,1	11,898
11-12	4,1	25,252	4,1	3,080	4,1	11,898
12-13	3,5	21,557	3,5	2,629	3,5	10,157
13-14	3,5	21,557	3,5	2,629	3,5	10,157
14-15	4,7	28,947	4,7	3,530	4,7	13,639
15-16	6,2	38,186	6,2	4,657	6,2	17,992
16-17	10,4	64,054	10,4	7,811	10,4	30,180
17-18	9,4	57,895	9,4	7,060	9,4	27,278
18-19	7,3	44,961	7,3	5,483	7,3	21,184
19-20	1,6	9,854	1,6	1,202	1,6	4,643
20-21	1,6	9,854	1,6	1,202	1,6	4,643
21-22	1	6,159	1	0,751	1	2,902
22-23	0,6	3,695	0,6	0,451	0,6	1,741
23-24	0,6	3,695	0,6	0,451	0,6	1,741

**Tableau (III.19) : Répartition de la consommation horaire (suite et fin).**

	ATH-YAHIA		AGUEMOUNE- OUKERDHOUCHE	
Heures	Consommation totale $Q_{maxj} = 564,97 \text{ m}^3/\text{j}$ $K_{max h} = 2,5$		Consommation totale $Q_{maxj} = 98,93 \text{ m}^3/\text{j}$ $K_{max h} = 2,5$	
	Coeff de consommation (%)	Consommat ion ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Coeff de consommation (%)	Consommat ion ( $\text{m}^3/\text{h}$ )
0-1	0,6	3,390	0,6	0,594
1-2	0,6	3,390	0,6	0,594
2-3	1,2	6,780	1,2	1,187
3-4	2	11,299	2	1,979
4-5	3,5	19,774	3,5	3,463
5-6	3,5	19,774	3,5	3,463
6-7	4,5	25,424	4,5	4,452
7-8	10,2	57,627	10,2	10,091
8-9	8,8	49,717	8,8	8,706
9-10	6,5	36,723	6,5	6,430
10-11	4,1	23,164	4,1	4,056
11-12	4,1	23,164	4,1	4,056
12-13	3,5	19,774	3,5	3,463
13-14	3,5	19,774	3,5	3,463
14-15	4,7	26,554	4,7	4,650
15-16	6,2	35,028	6,2	6,134
16-17	10,4	58,757	10,4	10,289
17-18	9,4	53,107	9,4	9,299
18-19	7,3	41,243	7,3	7,222
19-20	1,6	9,040	1,6	1,583
20-21	1,6	9,040	1,6	1,583
21-22	1	5,650	1	0,989
22-23	0,6	3,390	0,6	0,594
23-24	0,6	3,390	0,6	0,594

### III.3.11. Les débits horaires maximaux et minimaux

Le tableau qui suit résume les résultats de la répartition horaire du débit ( $Q_{max h}$  et  $Q_{min h}$ ) pour les différentes localités :

**Tableau (III.20) : Les débits horaires maximaux et minimaux.**

Localités	Qmax h (m <sup>3</sup> /h)	Qmin h (m <sup>3</sup> /h)
IGHIL-LEQROUNE	4,833	0,289
TIGHZERT	5,930	0,342
TIMRI-MAHMOUD	8,902	0,514
TAZROUT	27,081	1,562
ATH-MALEK	24,432	1,410
HARIZ	8,511	0,491
HENGUED	64,054	3,705
ACIF-EL-HAMMAM	7,811	0,451
KIRIA	30,180	1,741
ATH-YAHIA	58,767	3,390
AGUEMOUNE- OUKERDHOUCHE	10,299	0,594

**III.3.12. Bilan des ressources**

Le bilan des ressources est calculé par la formule suivante :

$$B = A - Q_{\max j} \quad \text{(III.12)}$$

Avec :

**A** : Apport (m<sup>3</sup>/j) ;

**Qmax j** : Débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j) ;

**B** : Bilan des ressources.

Les résultats sont représentés dans le tableau (III.21) :

*Tableau (III.21) : Bilan des ressources de notre zone d'étude.*

Village	Apport (m <sup>3</sup> /j)	Bilan hydrique			
		Qmax j (2022)	Bilan (2022)	Qmax j (2047)	Bilan (2047)
IGHIL-LEQROUNE	3	36,144	-33,144	46,469	-43,469
THIGHZERTH	5	44,438	-39,438	57,024	-52,024
TIMRI-MAHMOUD	5	66,744	-61,744	85,594	-80,594
TAZROUT	15	203,155	-188,155	260,395	-245,395
ATH-MALEK	5	183,326	-178,326	234,922	-229,922
HARIZ	4	63,792	-59,792	81,835	-77,835
HENGUED	15	480,254	-465,254	615,902	-600,902
ACIF-EL-HAMMAM	0	58,608	-58,608	75,11	-75,11
KIRIA	10	226,166	-216,166	290,189	-280,189
ATH-YAHIA	15	440,438	-425,438	564,97	-549,97
AGUEMOUNE-OUKERDHOUCHE	0	77,112	-77,112	98,93	-98,93
<b>TOTAL</b>	<b>77</b>	<b>1880,177</b>	<b>-1803,177</b>	<b>2411,34</b>	<b>-2334,34</b>

### III.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé d'évaluer les différentes consommations afin de calculer les débits nécessaires au dimensionnement de notre réseau à l'horizon 2047 (Qmax h et Qmin h). Ceci nous donne une idée sur la quantité de l'eau potable nécessaire à l'agglomération et des ouvrages de stockage nécessaires pour assurer l'eau aux habitants du point de vue pression et quantité.

Les sources existantes s'assèchent en été, c'est pour cela les autorités ont décidé de négliger l'alimentation depuis ces sources.

D'après le bilan hydrique, il est nécessaire de trouver une autre source pour couvrir ce déficit, celle-ci est de faire un renforcement à partir du barrage TICHY-HAF.



**Chapitre 4 :**  
**Les réservoirs**

## Chapitre IV : Les réservoirs

### IV.1. Introduction

Le réservoir est un ouvrage aménagé afin de stocker l'eau pour une utilisation ultérieure ; assurant une liaison d'adduction et la distribution de l'eau potable.

Dans ce chapitre, nous allons vérifier la capacité des différents réservoirs de notre zone d'étude et dimensionner les réservoirs projetés afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau d'adduction et distribution à l'horizon futur.

### IV.2. Classification des réservoirs

On distingue plusieurs types de réservoirs, à savoir [3] :

➤ D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs métalliques ;
- Les réservoirs en maçonneries ;
- Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

➤ D'après la situation du lieu d'installation, ils peuvent être :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés, sur tour.

➤ D'après les considérations esthétiques, on trouve :

- Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
- Soit s'intégrer au paysage.

### IV.3. Rôles du réservoir

Le réservoir est un ouvrage à préconiser dans la majeure partie des cas car il offre les avantages suivants [4] :

- Régularité dans le fonctionnement du pompage ;



- Simplification de l'exploitation ;
- Sollicitation régulière des points d'eau ;
- Régularité de la pression dans le réseau de distribution ;
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes) ;
- Emmagasinement de l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage ;
- Assurer une réserve d'incendie ;
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide du chlore.

#### **IV.4. Les équipements du réservoir**

Les réservoirs sont équipés d'une [4] :

- Conduite d'adduction ;
- Conduite de distribution ;
- Conduite de Trop-plein ;
- Conduite de vidange ;

La figure suivante représente le schéma général d'un réservoir :

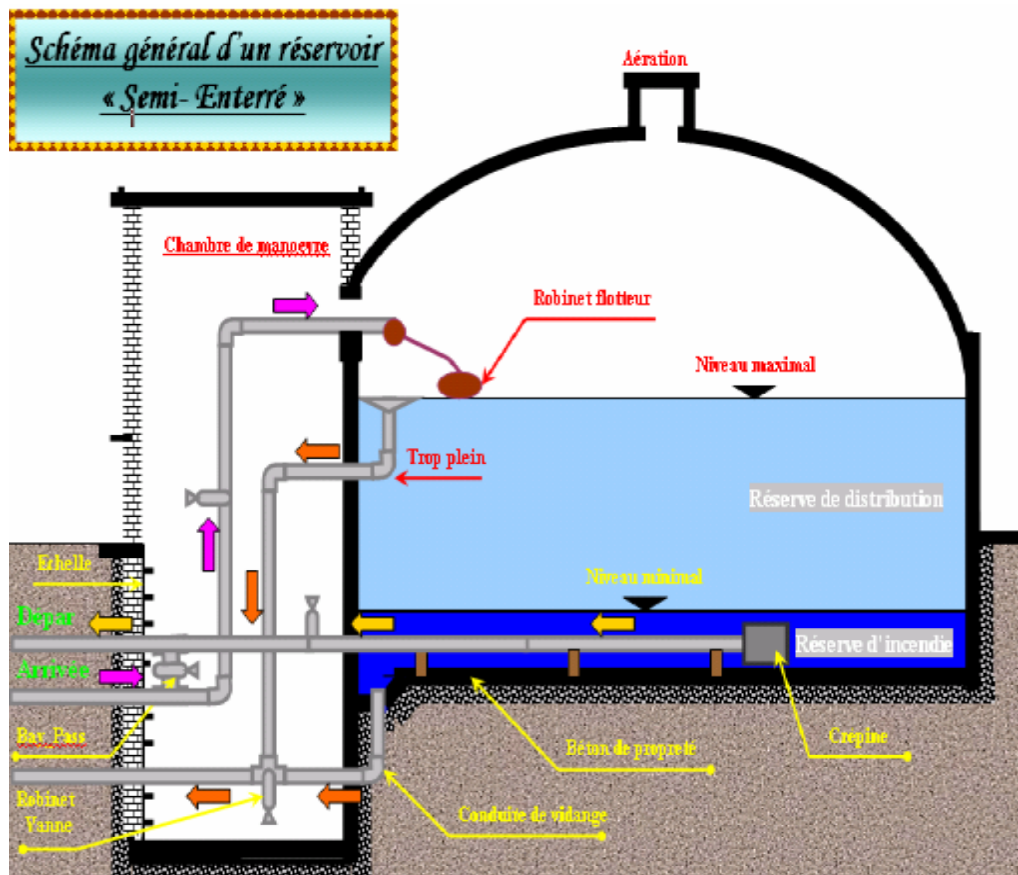


Figure (IV.1) : Schéma général d'un réservoir.

#### IV.4.1. Conduite d'arrivée (adduction)

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal [5] :

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

L'adduction s'effectue par sur-verse, soit en chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée. L'installation du robinet flotteur interrompt l'arrivée de l'eau quand le réservoir atteint son niveau maximal. [3]

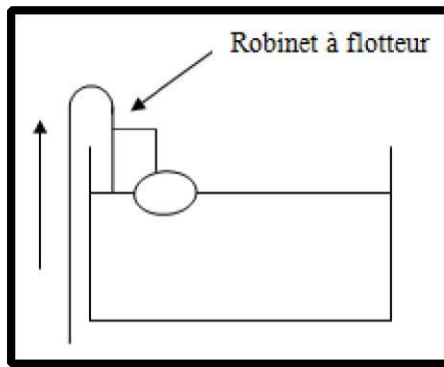


Figure (IV.2) : Adduction avec chute libre.

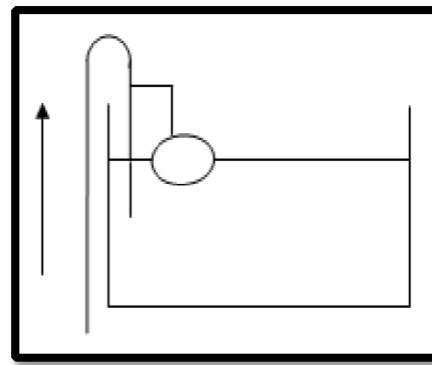


Figure (IV.3) : Adduction noyée.

#### IV.4.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 m ou 0,20 m au -dessus du radier du réservoir en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve, et aussi il y'a lieu de réserver un minimum de 0,50 m au-dessus de génératrice supérieure de la conduite [7].

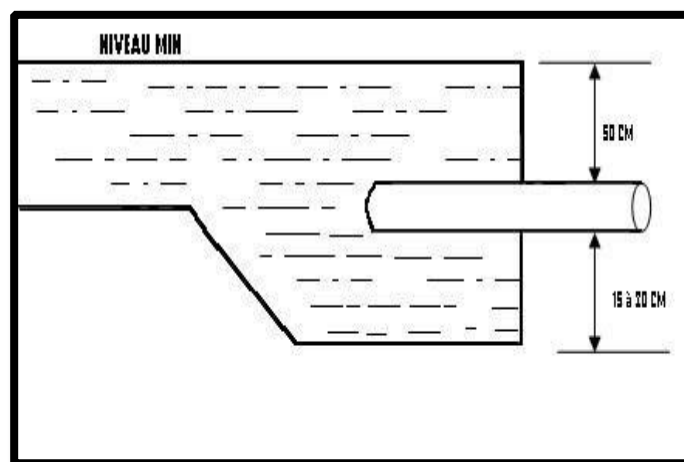


Figure (IV.4) : Départ de conduite de distribution.

#### IV.4.3. Conduite trop plein

Le rôle de cette conduite est l'évacuation de l'eau excédentaire en cas de défaillance du robinet flotteur qui entraîne le non-arrêt de la pompe.

#### IV.4.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, Elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne [2].

Le schéma de la conduite de trop plein et de vidange est illustré dans la figure (IV.5) ci-dessous :

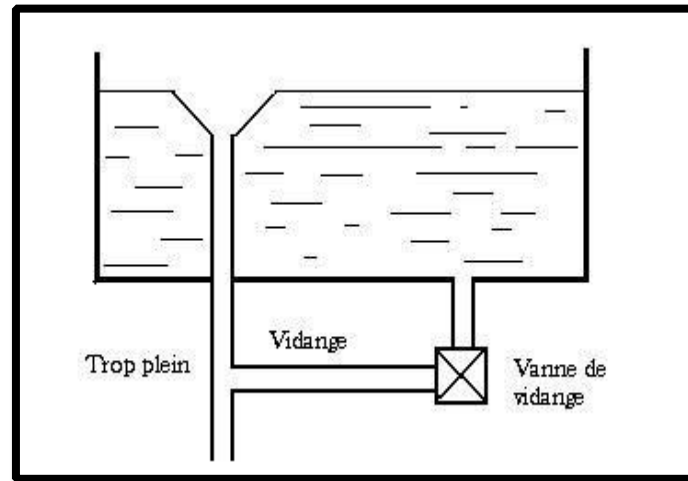


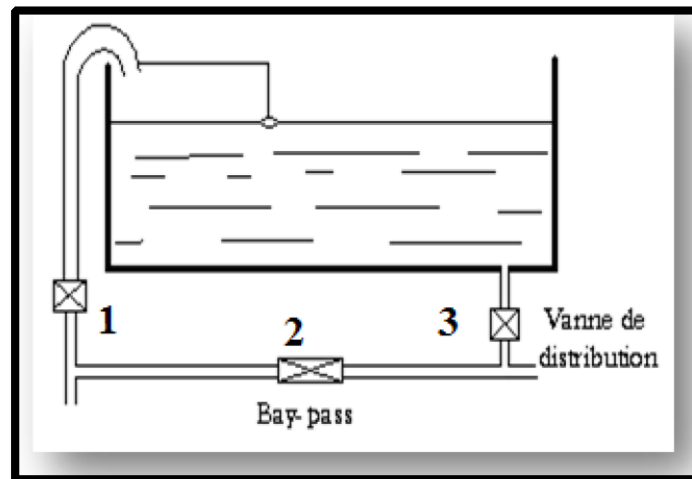
Figure (IV.5) : Trop-plein et vidange.

#### IV.4.5. Conduite by-pass

En cas d'indisponibilité ou de réparation du réservoir, il est bon de prévoir une communication entre la conduite d'adduction et celle de distribution elle s'effectue selon le schéma de la figure (IV.6) :

- En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermé.
- En by-pass, on ferme les 1 et 3 et on ouvre la 2.

Le schéma de la conduite by-pass est illustré dans la figure (IV-6) ci-après :



**Figure (IV.6) : By-pass.**

#### IV.4.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver la réserve destinée à la lutte contre les incendies, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, il faut interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, on distingue deux types de disposition :

- **Système à deux prises :**

En temps normal, (1) est fermée et (2) ouvert, en cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (1), mais il existe ainsi une tranche d'eau morte, ce qu'il faut éviter.

- **Système à siphon :**

Le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint : en service normal, (1) est ouvert et (2) fermé. Si le niveau dans le réservoir devait descendre en N, le siphon se désamorcerait grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (2).

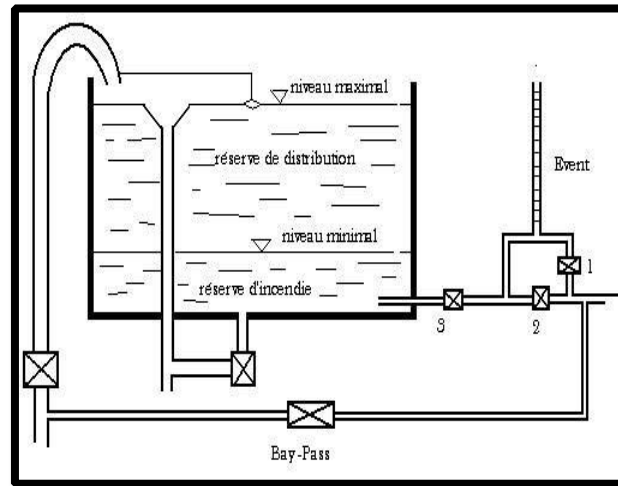


Figure (IV.7) : Matérialisation d'une réserve d'incendie.

### IV.5. Emplacement du réservoir

Dans notre projet, le site est caractérisé par une différence de niveau, alors nos réservoirs sont réalisés sur des altitudes différentes selon les caractéristiques suivantes :

- le réservoir d'Adekar, (réservoir principal) :

- Côte de radier du réservoir : 1077 m

-le réservoir d'IGHIL-LEQROUN :

- Côte de radier du réservoir : 971 m

-le réservoir de TIGHZERT :

- Côte de radier du réservoir : 984 m

-le réservoir de TIMRI-MAHMOUD :

- Côte de radier du réservoir : 946 m

-le réservoir de TAZROUT :

- Côte de radier du réservoir : 925 m

-le réservoir d'ATH-MALEK :

- Côte de radier du réservoir : 785 m

-le réservoir de HARIZ :

- Côte de radier du réservoir : 609 m

-le réservoir de HENGUED 1 :

- Côte de radier du réservoir : 775 m

-le réservoir de HENGUED 2 :

- Côte de radier du réservoir : 777 m

-le réservoir d'ACIF EL HAMMAM :

- Côte de radier du réservoir : 671 m

-le réservoir d'ATH-YAHYA :

- Côte de radier du réservoir : 821 m

-le réservoir d'AGUEMOUNE OUKEDHOUCHE :

- Côte de radier du réservoir : 846 m

#### **IV.6. Caractéristiques du réservoir**

Les réservoirs d'eau potable doivent être conçus de façon à ce qu'aucune détérioration de la qualité de l'eau ne puisse se produire, et les matériaux de construction choisis devront assurer [2] :

- Une parfaite étanchéité afin de parer à toute infiltration d'eau pouvant contaminer l'eau stockée.
- Une résistance et durabilité des matériaux après un long contact avec l'eau et à l'effet de pression.
- En plus les réservoirs doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité, comme ils doivent disposer d'un dispositif permettant le prélèvement des échantillons d'eau à l'amont et l'aval de réservoir.

## IV.7. Vérification de la capacité des réservoirs existants dans l'horizon 2047

### V.7.1. Capacité des réservoirs

Le dimensionnement des réservoirs est basé, d'une part, sur le mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part, sur la variation de la demande en eau. En alimentation urbaine, il est conseillé de se rapprocher d'une capacité correspondante à une journée de la plus forte consommation, augmentée éventuellement de la réserve d'incendie qui doit être disponible à tout moment [4].

Le volume total du réservoir est calculé en tenant compte de la réserve d'incendie en utilisant la formule suivante :

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{IV-1})$$

Où :

- **V<sub>t</sub>** : Volume total du réservoir en (m<sup>3</sup>) ;
- **V<sub>inc</sub>** : Volume d'incendie = 120 m<sup>3</sup> ;
- **V<sub>max</sub>** : Volume maximal de stockage pour la consommation en (m<sup>3</sup>), il est déterminé par la formule ci-après :

$$V_{\max} = \frac{Q_{\max j}}{100} \times P_{\max} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- Q<sub>max j</sub> : Consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j) ;
- P<sub>max</sub> : Résidu maximal dans le réservoir en (%), déterminé par la relation ci-après :

$$P_{\max} = |R_{+\max}| + |R_{-\min}| \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

- |R<sub>+max</sub>| : Résidu maximum positif ;
- |R<sub>-max</sub>| : Résidu maximum négatif.

Pour déterminer la valeur de P<sub>max</sub>, on doit suivre les étapes suivantes :

- Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire K<sub>max h</sub> pour les différentes zones concernées par l'étude. Le tableau de distribution du débit



journalier nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 heures ;

- La répartition des débits d'apport se fait sur 24 heures dans le cas où l'adduction est gravitaire.
- La capacité du réservoir est déterminée en tenant compte des variations du débit entrant et sortant, c'est-à-dire on fait la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation ;
- A partir de la différence entre le volume entrant et le volume sortant du réservoir, on calculera le résidu et selon ce dernier on calculera le cumul, la valeur maximale trouvée sera le volume de stockage.

## **IV.8. Vérification de la capacité des ouvrages de stockage**

### **IV.8.1. Vérification de la capacité du réservoir d'IGHIL LEQROUN**

Le réservoir IGHIL LEQROUN est alimenté gravitairement à partir du réservoir principal d'ADEKAR (24h/24h) ; avec  $Q_{\max} j=46,469\text{m}^3/j$  et  $K_{\max} h=2,5$  ; il assure la distribution vers le village IGHIL LEQROUN.

**Tableau (IV.1) : variation du résidu dans le réservoir IGHIL LEQROUN.**

Heures	Apports	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
	%	%	%	%	%
0-1	4,167	0,6	3,567		3,567
1-2	4,167	0,6	3,567		7,134
2-3	4,167	1,2	2,967		10,101
3-4	4,167	2	2,167		12,268
4-5	4,167	3,5	0,667		12,935
5-6	4,167	3,5	0,667		13,602
6-7	4,167	4,5		-0,333	13,269
7-8	4,167	10,2		-6,033	7,236
8-9	4,167	8,8		-4,633	2,603
9-10	4,167	6,5		-2,333	0,27
10-11	4,167	4,1	0,067		0,337
11-12	4,167	4,1	0,067		0,404
12-13	4,167	3,5	0,667		1,071
13-14	4,167	3,5	0,667		1,738
14-15	4,167	4,7		-0,533	1,205
15-16	4,167	6,2		-2,033	-0,828
16-17	4,167	10,4		-6,233	-7,061
17-18	4,167	9,4		-5,233	-12,294
18-19	4,167	7,3		-3,133	-15,427
19-20	4,167	1,6	2,567		-12,86
20-21	4,167	1,6	2,567		-10,293
21-22	4,167	1	3,167		-7,126
22-23	4,167	0,6	3,567		-3,559
23-24	4,167	0,6	3,567		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	30,505	-30,497	

D'après le tableau (IV-1) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** :  $P_{\max} = |R_{+\max}| + |R_{-\min}| = |13,602| + |-15,427|$ ,

Donc  $P_{\max} = 29,03\%$

- **Volume total** :  $V_t = (Q_{\max j} \times P) / 100 + V_{\text{inc}}$ ,

**Remarque** :  $V_{\text{inc}}$  est supérieur au volume du réservoir existant, On ne va pas le prendre en considération.

D'où :

$$V_t = (46,469 \times 29,03) / 100, \text{ Ainsi } V_t = 13,489 \text{ m}^3$$

En comparant ce volume avec celui du réservoir existant qui est de 50 m<sup>3</sup>, le réservoir est suffisant pour l'horizon futur.

#### IV.8.2. Vérification de la capacité du réservoir de TIGHZERT

Le réservoir TIGHZERT est alimenté gravitairement à partir du réservoir principal d'ADEKAR (24h/24h) ; avec  $Q_{max} j=57,024m^3$  et  $K_{max} h=2,5$  ; il assure la distribution vers le village TIGHZERT.

*Tableau (IV.2) : variation du résidu dans le réservoir TIGHZERT.*

Heures	Apports	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
	%	%	%	%	%
0-1	4,167	0,6	3,567		3,567
1-2	4,167	0,6	3,567		7,134
2-3	4,167	1,2	2,967		10,101
3-4	4,167	2	2,167		12,268
4-5	4,167	3,5	0,667		12,935
5-6	4,167	3,5	0,667		13,602
6-7	4,167	4,5		-0,333	13,269
7-8	4,167	10,2		-6,033	7,236
8-9	4,167	8,8		-4,633	2,603
9-10	4,167	6,5		-2,333	0,27
10-11	4,167	4,1	0,067		0,337
11-12	4,167	4,1	0,067		0,404
12-13	4,167	3,5	0,667		1,071
13-14	4,167	3,5	0,667		1,738
14-15	4,167	4,7		-0,533	1,205
15-16	4,167	6,2		-2,033	-0,828
16-17	4,167	10,4		-6,233	-7,061
17-18	4,167	9,4		-5,233	-12,294
18-19	4,167	7,3		-3,133	-15,427
19-20	4,167	1,6	2,567		-12,86
20-21	4,167	1,6	2,567		-10,293
21-22	4,167	1	3,167		-7,126
22-23	4,167	0,6	3,567		-3,559
23-24	4,167	0,6	3,567		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>30,505</b>	<b>-30,497</b>	

D'après le tableau (IV-2) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** :  $P_{max} = |R_{+max}| + |R_{-min}| = |13,602| + |-15,427|$ ,

Donc  $P_{max} = 29,03\%$

- **Volume total** :  $V_t = (Q_{\max j} \times P) / 100 + V_{\text{inc}}$ ,

**Remarque** :  $V_{\text{inc}}$  est supérieur au volume du réservoir existant, On ne va pas le prendre en considération.

D'où :  $V_t = (57,024 \times 29,03) / 100$ , Ainsi  $V_t = 16,554 \text{ m}^3$

En comparant ce volume avec celui du réservoir existant qui est de  $50 \text{ m}^3$ , le réservoir est suffisant pour l'horizon futur.

### IV.8.3. Vérification de la capacité du réservoir de TIMRI-MAHMOUD

Le réservoir de TIMRI-MAHMOUD est alimenté gravitairement à partir du réservoir principal d'ADEKAR (24h/24h) ; avec  $Q_{\max j} = 85,594 \text{ m}^3$  et  $K_{\max h} = 2,5$  ; il assure la distribution vers le village TIMRI-MAHMOUD.

*Tableau (IV.3) : variation du résidu dans le réservoir TIMRI-MAHMOUD.*

Heures	Apports	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
	%	%	%	%	%
0-1	4,167	0,6	3,567		3,567
1-2	4,167	0,6	3,567		7,134
2-3	4,167	1,2	2,967		10,101
3-4	4,167	2	2,167		12,268
4-5	4,167	3,5	0,667		12,935
5-6	4,167	3,5	0,667		13,602
6-7	4,167	4,5		-0,333	13,269
7-8	4,167	10,2		-6,033	7,236
8-9	4,167	8,8		-4,633	2,603
9-10	4,167	6,5		-2,333	0,27
10-11	4,167	4,1	0,067		0,337
11-12	4,167	4,1	0,067		0,404
12-13	4,167	3,5	0,667		1,071
13-14	4,167	3,5	0,667		1,738
14-15	4,167	4,7		-0,533	1,205
15-16	4,167	6,2		-2,033	-0,828
16-17	4,167	10,4		-6,233	-7,061
17-18	4,167	9,4		-5,233	-12,294
18-19	4,167	7,3		-3,133	-15,427
19-20	4,167	1,6	2,567		-12,86
20-21	4,167	1,6	2,567		-10,293
21-22	4,167	1	3,167		-7,126
22-23	4,167	0,6	3,567		-3,559
23-24	4,167	0,6	3,567		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	30,505	-30,497	

D'après le tableau (IV-3) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** :  $P_{\max} = |R_{+\max}| + |R_{-\min}| = |+13,602| + |-15,427|$ ,

Donc  $P_{\max} = 29,03\%$

- **Volume total** :  $V_t = (Q_{\max j} \times P) / 100 + V_{\text{inc}}$ ,

**Remarque** :  $V_{\text{inc}}$  est supérieur au volume du réservoir existant, On ne va pas le prendre en considération.

D'où :

$$V_t = (85,594 \times 29,03) / 100, \text{ Ainsi } V_t = 24,847 \text{ m}^3$$

En comparant ce volume avec celui du réservoir existant qui est de  $50 \text{ m}^3$ , le réservoir est suffisant pour l'horizon futur.

#### IV.8.4. Vérification de la capacité du réservoir TAZROUT

Le réservoir de TAZROUT est alimenté gravitairement à partir du réservoir principal d'ADEKAR (24h/24h) ; avec  $Q_{\max j} = 260,395 \text{ m}^3$  et  $K_{\max h} = 2,5$  ; il assure la distribution vers le village TAZROUT.

**Tableau (IV.4) : variation du résidu dans le réservoir TAZROUT.**

Heures	Apports	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
	%	%	%	%	%
0-1	4,167	0,6	3,567		3,567
1-2	4,167	0,6	3,567		7,134
2-3	4,167	1,2	2,967		10,101
3-4	4,167	2	2,167		12,268
4-5	4,167	3,5	0,667		12,935
5-6	4,167	3,5	0,667		13,602
6-7	4,167	4,5		-0,333	13,269
7-8	4,167	10,2		-6,033	7,236
8-9	4,167	8,8		-4,633	2,603
9-10	4,167	6,5		-2,333	0,27
10-11	4,167	4,1	0,067		0,337
11-12	4,167	4,1	0,067		0,404
12-13	4,167	3,5	0,667		1,071
13-14	4,167	3,5	0,667		1,738
14-15	4,167	4,7		-0,533	1,205
15-16	4,167	6,2		-2,033	-0,828
16-17	4,167	10,4		-6,233	-7,061
17-18	4,167	9,4		-5,233	-12,294
18-19	4,167	7,3		-3,133	-15,427
19-20	4,167	1,6	2,567		-12,86
20-21	4,167	1,6	2,567		-10,293
21-22	4,167	1	3,167		-7,126
22-23	4,167	0,6	3,567		-3,559
23-24	4,167	0,6	3,567		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	30,505	-30,497	

D'après le tableau (IV-4) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** :  $P_{\max} = |R_{+\max}| + |R_{-\min}| = |13,602| + |-15,427|$ ,

Donc  $P_{\max} = 29,03\%$

- **Volume total** :  $V_t = (Q_{\max j} \times P) / 100 + V_{\text{inc}}$ ,
- On prend  $V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$

D'où :

$$V_t = (260,395 \times 29,03) / 100 + 120, \text{ Ainsi } V_t = 195,59 \text{ m}^3$$

Volume normalisé :  $V_n = 200 \text{ m}^3$ .

En comparant ce volume avec celui du réservoir existant qui est de 150 m<sup>3</sup>, on aura un déficit de 50 m<sup>3</sup>, on a opté de projeter un nouveau réservoir de 50 m<sup>3</sup>.

#### IV.8.5. Vérification de la capacité du réservoir d'ATH-MALEK

Le réservoir d'ATH-MALEK est alimenté gravitairement à partir du réservoir principal d'ADEKAR (24h/24h) ; avec  $Q_{max} j=234,922m^3$  et  $K_{max} h = 2,5$  ; il assure la distribution vers le village ATH-MALEK.

*Tableau (IV.5) : variation du résidu dans le réservoir d'ATH-MALEK.*

Heures	Apports	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
	%	%	%	%	%
0-1	4,167	0,6	3,567		3,567
1-2	4,167	0,6	3,567		7,134
2-3	4,167	1,2	2,967		10,101
3-4	4,167	2	2,167		12,268
4-5	4,167	3,5	0,667		12,935
5-6	4,167	3,5	0,667		13,602
6-7	4,167	4,5		-0,333	13,269
7-8	4,167	10,2		-6,033	7,236
8-9	4,167	8,8		-4,633	2,603
9-10	4,167	6,5		-2,333	0,27
10-11	4,167	4,1	0,067		0,337
11-12	4,167	4,1	0,067		0,404
12-13	4,167	3,5	0,667		1,071
13-14	4,167	3,5	0,667		1,738
14-15	4,167	4,7		-0,533	1,205
15-16	4,167	6,2		-2,033	-0,828
16-17	4,167	10,4		-6,233	-7,061
17-18	4,167	9,4		-5,233	-12,294
18-19	4,167	7,3		-3,133	-15,427
19-20	4,167	1,6	2,567		-12,86
20-21	4,167	1,6	2,567		-10,293
21-22	4,167	1	3,167		-7,126
22-23	4,167	0,6	3,567		-3,559
23-24	4,167	0,6	3,567		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	30,505	-30,497	

D'après le tableau (IV-5) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** :  $P_{max} = |R_{+max}| + |R_{-min}| = |13,602| + |-15,427|$ ,

Donc  $P_{max} = 29,03\%$

- **Volume total** :  $V_t = (Q_{\max j} \times P) / 100 + V_{\text{inc}}$ ,

**Remarque** :  $V_{\text{inc}}$  est supérieur au volume du réservoir existant, On ne va pas le prendre en considération.

D'où :  $V_t = (234,922 \times 29,03) / 100$ , Ainsi  $V_t = 68,197 \text{m}^3$

En comparant ce volume avec celui du réservoir existant qui est de  $100 \text{m}^3$ , le réservoir est suffisant pour l'horizon futur.

#### IV.8.6. Vérification de la capacité du réservoir de HARIZ

Le réservoir de HARIZ est alimenté gravitairement à partir du réservoir principal d'ADEKAR (24h/24h) ; avec  $Q_{\max j} = 63,792 \text{m}^3$  et  $K_{\max h} = 2,5$  ; il assure la distribution vers le village HARIZ.

*Tableau (IV.6) : variation du résidu dans le réservoir de HARIZ.*

Heures	Apports	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
	%	%	%	%	%
0-1	4,167	0,6	3,567		3,567
1-2	4,167	0,6	3,567		7,134
2-3	4,167	1,2	2,967		10,101
3-4	4,167	2	2,167		12,268
4-5	4,167	3,5	0,667		12,935
5-6	4,167	3,5	0,667		13,602
6-7	4,167	4,5		-0,333	13,269
7-8	4,167	10,2		-6,033	7,236
8-9	4,167	8,8		-4,633	2,603
9-10	4,167	6,5		-2,333	0,27
10-11	4,167	4,1	0,067		0,337
11-12	4,167	4,1	0,067		0,404
12-13	4,167	3,5	0,667		1,071
13-14	4,167	3,5	0,667		1,738
14-15	4,167	4,7		-0,533	1,205
15-16	4,167	6,2		-2,033	-0,828
16-17	4,167	10,4		-6,233	-7,061
17-18	4,167	9,4		-5,233	-12,294
18-19	4,167	7,3		-3,133	-15,427
19-20	4,167	1,6	2,567		-12,86
20-21	4,167	1,6	2,567		-10,293
21-22	4,167	1	3,167		-7,126
22-23	4,167	0,6	3,567		-3,559
23-24	4,167	0,6	3,567		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	30,505	-30,497	



D'après le tableau (IV-6) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** :  $P_{\max} = |R_{+\max}| + |R_{-\min}| = |13,602| + |15,427|$ ,

Donc  $P_{\max} = 29,03\%$

- **Volume total** :  $V_t = (Q_{\max j} \times P) / 100 + V_{\text{inc}}$ ,

**Remarque** :  $V_{\text{inc}}$  est supérieur au volume du réservoir existant, On ne va pas le prendre en considération.

D'où :

$$V_t = (63,792 \times 29,03) / 100, \text{ Ainsi } V_t = 18,518 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume normalisé : } V_n = 50 \text{ m}^3.$$

En comparant ce volume avec celui du réservoir existant qui est de  $50 \text{ m}^3$ , le réservoir est suffisant pour l'horizon futur.

#### IV.8.7. Vérification des réservoirs HENGUED 1 et HENGUED 2

Les deux réservoirs HENGUED 1 et HENGUED 2 sont alimentés gravitairement à partir du réservoir principale d'ADEKAR (24/24), avec  $Q_{\max j} = 615,902 \text{ m}^3/\text{j}$  et  $K_{\max h} = 2,5$  ; il assure la distribution vers le village.

**Tableau (IV.7) : Variation du résidu dans les réservoir HENGUED 1 et HENGUED 2.**

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,167	0,60	3,567		3,567
1-2	4,167	0,60	3,567		7,134
2-3	4,167	1,20	2,967		10,101
3-4	4,167	2,00	2,167		12,268
4-5	4,167	3,50	0,667		12,935
5-6	4,167	3,50	0,667		13,602
6-7	4,167	4,50		-0,333	13,269
7-8	4,167	10,20		-6,033	7,236
8-9	4,167	8,80		-4,633	2,603
9-10	4,167	6,50		-2,333	0,27
10-11	4,167	4,10	0,067		0,337
11-12	4,167	4,10	0,067		0,404
12-13	4,167	3,50	0,667		1,071
13-14	4,167	3,50	0,667		1,738
14-15	4,167	4,70		-0,533	1,205
15-16	4,167	6,20		-2,033	-0,828
16-17	4,167	10,40		-6,233	-7,061
17-18	4,167	9,40		-5,233	-12,294
18-19	4,167	7,30		-3,133	-15,427
19-20	4,167	1,60	2,567		-12,86
20-21	4,167	1,60	2,567		-10,293
21-22	4,167	1,00	3,167		-7,126
22-23	4,167	0,60	3,567		-3,559
23-24	4,167	0,60	3,567		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>			

D'après le tableau (IV-7) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** :  $P_{\max} = |R_{\max}| + |R_{\min}| = |13,602| + |-15,427|$ ,

$$\text{Donc } P_{\max} = 29,03\%$$

- **Volume total** :  $V_t = (Q_{\max} \times P) / 100 + V_{\text{inc}}$ ,

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

D'où :

$$V_t = (615,902 \times 29,03) / 100 + 120, \text{ Ainsi } V_t = 298,796 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume normalisé : } V_n = 300 \text{ m}^3.$$

En comparant ce volume avec celui es 2 réservoirs existant qui est de 300 m<sup>3</sup>, on n'aura pas un déficit ; Donc les 2 réservoirs sont suffisants pour alimenter le village HENGUED d'ici 2047.

#### IV.8.8. Vérification du réservoir ACIF EL HAMMAM

Le réservoir d'ACIF EL HAMMAM est alimenté gravitaire à partie du réservoir principale d'ADEKAR (24/24), avec  $Q_{max j} = 75,11 \text{ m}^3/\text{j}$  et  $K_{max h} = 2,5$  ; il assure la distribution vers le village.

**Tableau (IV.8) : Variation du résidu dans le réservoir d'ACIF EL HAMMAM.**

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,167	0,60	3,567		3,567
1-2	4,167	0,60	3,567		7,134
2-3	4,167	1,20	2,967		10,101
3-4	4,167	2,00	2,167		12,268
4-5	4,167	3,50	0,667		12,935
5-6	4,167	3,50	0,667		13,602
6-7	4,167	4,50		-0,333	13,269
7-8	4,167	10,20		-6,033	7,236
8-9	4,167	8,80		-4,633	2,603
9-10	4,167	6,50		-2,333	0,27
10-11	4,167	4,10	0,067		0,337
11-12	4,167	4,10	0,067		0,404
12-13	4,167	3,50	0,667		1,071
13-14	4,167	3,50	0,667		1,738
14-15	4,167	4,70		-0,533	1,205
15-16	4,167	6,20		-2,033	-0,828
16-17	4,167	10,40		-6,233	-7,061
17-18	4,167	9,40		-5,233	-12,294
18-19	4,167	7,30		-3,133	-15,427
19-20	4,167	1,60	2,567		-12,86
20-21	4,167	1,60	2,567		-10,293
21-22	4,167	1,00	3,167		-7,126
22-23	4,167	0,60	3,567		-3,559
23-24	4,167	0,60	3,567		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>			

D'après le tableau (IV-8) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** :  $P_{max} = |R_{+max}| + |R_{-min}| = |13,602| + |-15,427|$ ,

Donc  $P_{max} = 29,03\%$

- **Volume total** :  $V_t = (Q_{\max j} \times P) / 100 + V_{\text{inc}}$ ,

**Remarque** :  $V_{\text{inc}}$  est supérieur au volume du réservoir existant, On ne va pas le prendre en considération.

D'où :  $V_t = (75,11 \times 29,03) / 100$ , Ainsi  $V_t = 21,80 \text{ m}^3$

En comparant ce volume avec celui du réservoir existant qui est de  $50 \text{ m}^3$ , le réservoir est suffisant pour l'horizon futur.

#### IV.8.9. Vérification du réservoir d'ATH YAHYA

Le réservoir d'ATH YAHYA est alimenté gravitairement à partie du réservoir principale d'ADEKAR (24/24), avec  $Q_{\max j} = 564,97 \text{ m}^3$  et  $K_{\max h} = 2,5$  ; il assure la distribution vers le village.

*Tableau (IV.9) : Variation du résidu dans le réservoir d'ATH YAHYA.*

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,167	0,60	3,567		3,567
1-2	4,167	0,60	3,567		7,134
2-3	4,167	1,20	2,967		10,101
3-4	4,167	2,00	2,167		12,268
4-5	4,167	3,50	0,667		12,935
5-6	4,167	3,50	0,667		13,602
6-7	4,167	4,50		-0,333	13,269
7-8	4,167	10,20		-6,033	7,236
8-9	4,167	8,80		-4,633	2,603
9-10	4,167	6,50		-2,333	0,27
10-11	4,167	4,10	0,067		0,337
11-12	4,167	4,10	0,067		0,404
12-13	4,167	3,50	0,667		1,071
13-14	4,167	3,50	0,667		1,738
14-15	4,167	4,70		-0,533	1,205
15-16	4,167	6,20		-2,033	-0,828
16-17	4,167	10,40		-6,233	-7,061
17-18	4,167	9,40		-5,233	-12,294
18-19	4,167	7,30		-3,133	-15,427
19-20	4,167	1,60	2,567		-12,86
20-21	4,167	1,60	2,567		-10,293
21-22	4,167	1,00	3,167		-7,126
22-23	4,167	0,60	3,567		-3,559
23-24	4,167	0,60	3,567		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>			

D'après le tableau (IV-9) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** :  $P_{\max} = |R_{+\max}| + |R_{-\min}| = |13,602| + |-15,427|$ ,

Donc  $P_{\max} = 29,03\%$

- **Volume total** :  $V_t = (Q_{\max j} \times P) / 100 + V_{\text{inc}}$ ,

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

D'où :

$$V_t = (564,97 \times 29,03) / 100 + 120, \text{ Ainsi } V_t = 284,01 \text{ m}^3$$

Volume normalisé :  $V_n = 300 \text{ m}^3$ .

En comparant ce volume avec celui du réservoir existant qui est de  $250 \text{ m}^3$ , on aura un déficit de  $50 \text{ m}^3$ . On a opté de projeter un nouveau réservoir de  $50 \text{ m}^3$ .

#### IV.8.10. Vérification du réservoir d'AGUEMOUNE OUKERDHOUCHE

Le réservoir d'AGUEMOUNE OUKERDHOUCHE est alimenté gravitaire à partir du réservoir principale d'ADEKAR (24/24), avec  $Q_{\max j} = 98,93 \text{ m}^3/\text{j}$  et  $K_{\max h} = 2,5$  ; il assure la distribution vers le village.

**Tableau (IV.10) : variation du résidu dans le réservoir d'AGUEMOUNE  
OUKERDHOUCHE.**

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,167	0,60	3,567		3,567
1-2	4,167	0,60	3,567		7,134
2-3	4,167	1,20	2,967		10,101
3-4	4,167	2,00	2,167		12,268
4-5	4,167	3,50	0,667		12,935
5-6	4,167	3,50	0,667		13,602
6-7	4,167	4,50		-0,333	13,269
7-8	4,167	10,20		-6,033	7,236
8-9	4,167	8,80		-4,633	2,603
9-10	4,167	6,50		-2,333	0,27
10-11	4,167	4,10	0,067		0,337
11-12	4,167	4,10	0,067		0,404
12-13	4,167	3,50	0,667		1,071
13-14	4,167	3,50	0,667		1,738
14-15	4,167	4,70		-0,533	1,205
15-16	4,167	6,20		-2,033	-0,828
16-17	4,167	10,40		-6,233	-7,061
17-18	4,167	9,40		-5,233	-12,294
18-19	4,167	7,30		-3,133	-15,427
19-20	4,167	1,60	2,567		-12,86
20-21	4,167	1,60	2,567		-10,293
21-22	4,167	1,00	3,167		-7,126
22-23	4,167	0,60	3,567		-3,559
23-24	4,167	0,60	3,567		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>			

D'après le tableau (IV-10) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** :  $P_{\max} = |R_{+\max}| + |R_{-\min}| = |13,602| + |-15,427|$ ,

Donc  $P_{\max} = 29,03\%$

- **Volume total** :  $V_t = (Q_{\max j} \times P) / 100 + V_{inc}$ ,
- **Remarque** :  $V_{inc}$  est supérieur au volume du réservoir existant, On ne va pas le prendre en considération.

D'où :

$$V_t = (98,93 \times 29,03) / 100, \text{ Ainsi } V_t = 28,71 \text{ m}^3$$

En comparant ce volume avec celui du réservoir existant qui est de 50 m<sup>3</sup>, le réservoir est suffisant pour l'horizon futur.

## IV.9. Dimensionnement des réservoirs projetés

### IV.9.1. Détermination des dimensions de la cuve

Dans notre projet, tous les réservoirs sont de forme circulaire.

La hauteur du réservoir est généralement prise entre 4 m et 5 m, on prend  $H_r = 4$  m.

Le dimensionnement d'un réservoir circulaire se base sur son diamètre, on le calcule par la formule suivante :

$$V_t = S_r \times H_r \longrightarrow D_r = \sqrt{\left(\frac{4 \times V_t}{\pi \times H_r}\right)}$$

Avec :

- **V<sub>t</sub>** : Volume total du réservoir (m<sup>3</sup>) ;
- **S<sub>r</sub>** : Surface du réservoir (m<sup>2</sup>) ;
- **D<sub>r</sub>** : Diamètre du réservoir (m) ;
- **H<sub>r</sub>** : Hauteur du réservoir (m).

### IV.9.2. Détermination de la hauteur d'incendie

La réserve d'incendie est de 120 m<sup>3</sup>, la hauteur d'incendie pour les réservoirs circulaires se calcule par la formule suivante :

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

Les résultats sont représentés dans le tableau (IV.11) :

**Tableau (IV.11) : Dimensionnement des réservoirs projetés.**

Réservoir	Capacité des ouvrages de stockage		Les dimensions du réservoir
	Existant (m <sup>3</sup> )	Projeté (m <sup>3</sup> )	Dr (m)
TAZROUT	150	50	3,99
ATH-YAHYA	250	50	3,99

## IV.10. Conclusion

Après la vérification des capacités des différents réservoirs pour l'horizon 2047, on a obtenu que :

- Les réservoirs IGHIL-LEQROUN, TIGHZERT, TIMRI-MAHMOUD, ATH MALEK, HARIZ, HENGUED 1 et HENGUED 2, ACIF EL HAMMAM, et AGUEMOUNE OUKERDOUCHE, ont une capacité suffisante pour l'horizon 2047.
- Jumeler les réservoirs TAZROUT, ATH-YAHYA par de nouveaux réservoirs de capacité de 50 m<sup>3</sup>.





**Chapitre 5 :**  
**Adduction**

## Chapitre V : Adduction

### V.1.Introduction

L'adduction consiste à transporter les eaux du point de captage ou de stockage vers un autre point, suivant la nature de la zone.

Il existe deux types d'adduction :

- Adduction gravitaire : ce type d'adduction s'effectue dans le cas où la source se situe à une côte supérieure par rapport à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. L'eau se déplace sous l'effet de la pesanteur, soit par un aqueduc avec écoulement à surface libre de l'eau sans pression, ou bien dans des conduites forcées.

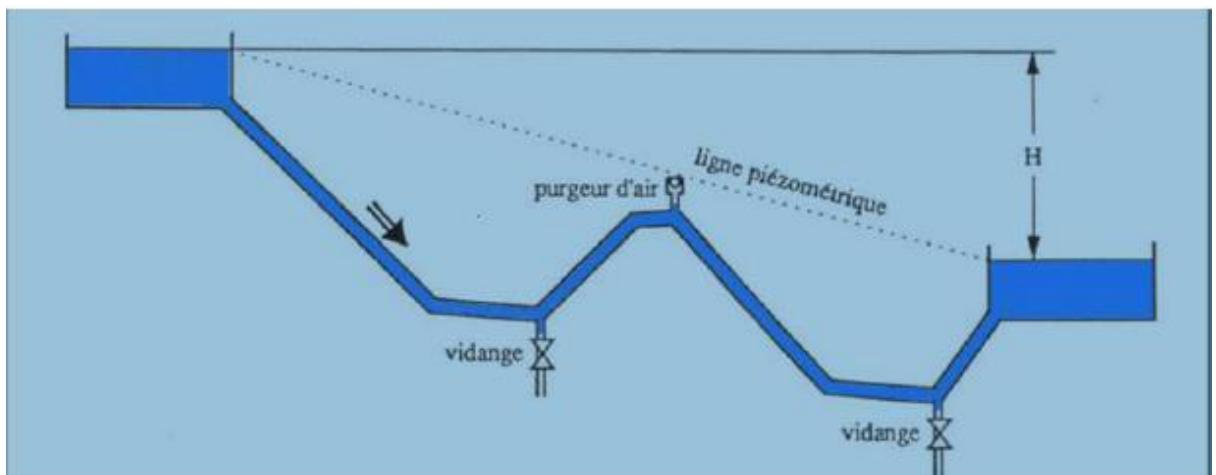


Figure (V.1) : Adduction gravitaire.

- Adduction par refoulement : dans ce cas, il est nécessaire d'utiliser des stations de pompage, elle s'effectue lorsque l'eau se situe à un niveau bas par rapport au point de stockage.

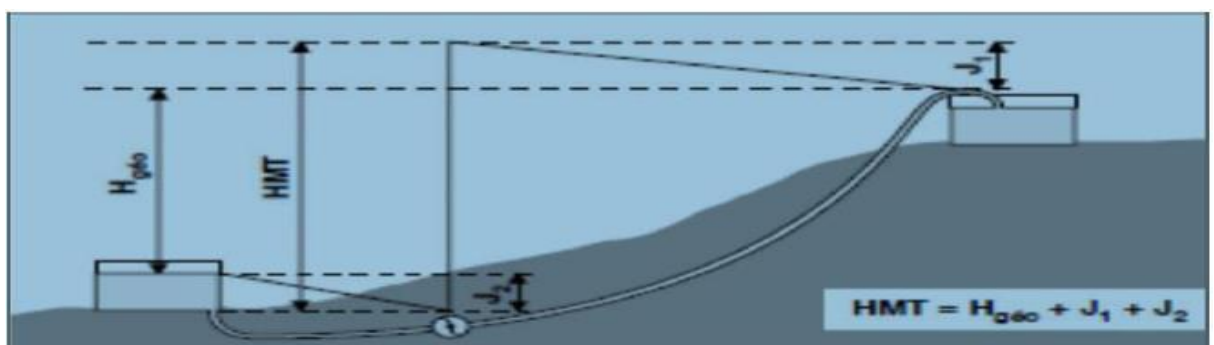


Figure (V.2) : Adduction par refoulement.

Pour notre projet, on optera pour une adduction gravitaire vu la considération topographique et la situation de la région à alimenter.

## V.2. Choix du tracé

Le choix du tracé se fait en tenant compte de certains impératifs d'ordre techniques, économiques et topographiques, qui se résument comme suit [6] :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement de matériaux lors de la réalisation ;
- Eviter les contre pentes qui donnent des cantonnements d'air. En plus, en période d'arrêt de pompe, il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des aplatissements de canalisation ;
- Pour les conduites de longueurs importantes, il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leurs exploitations et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation ainsi que la détection des fuites et les vannes défectueuses.

## V.3. Choix du type des conduites

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine. De ce fait, on dispose de différents types de conduites et selon le matériau constitutif, on distingue [2] :

- Conduite en acier,
- Conduite en fonte ductile,
- Conduite en PVC (Chlorure de Polyvinyle),
- Conduite en PEHD (Polyéthylène Haute Densité).

Le type de canalisations choisi dans notre projet est le PEHD, ces avantages sont :

- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres,
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible),
- Fiables au niveau des branchements (pas de fuites),
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique et à l'entartage.

#### V.4. Les équipements du système d'adduction

Les accessoires hydrauliques constituant une adduction sont [5] :

##### V.4.1. Organes de sectionnement :

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale, permettant l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres.

Nous citons :

- **Robinet vanne à opercule** : Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Diamètres allant de 40 à 300 mm

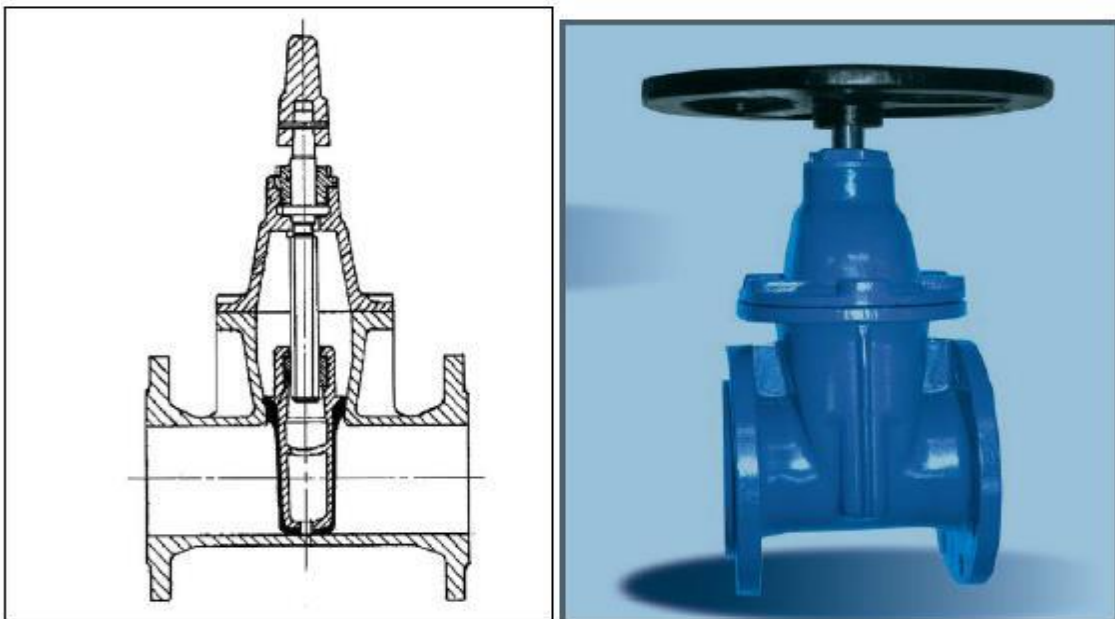
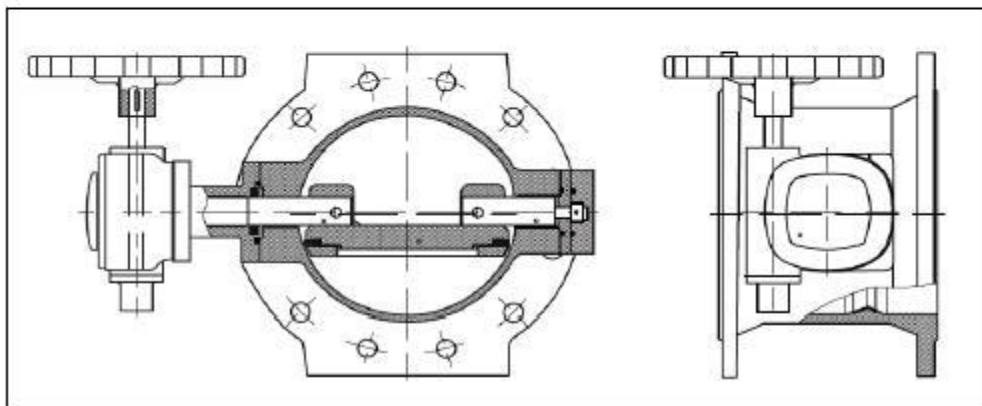


Figure (V.3) : Robinet vanne à opercule.

- **Robinet vanne papillon** : Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon.

Diamètres plus importants de 100 à 2500 mm parfois plus.



**Figure (V.4)** : Robinet vanne papillon.

#### V.4.2. Organes de protection :

Ils permettent la protection des conduites de divers phénomènes qui se traduisent au niveau des canalisations.

- **Ventouse** : Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air qui s'accumule dans la conduite. L'air compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment créant des pressions qui varient sans cesse.

Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux.



**Figure (V.5) :** Ventouse automatique.

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



**Figure (V.6) :** Clapet anti-retour.

- **Vanne de vidange :** Ce sont des robinets placés aux points les plus bas des canalisations pour permettre la vidange de la conduite en cas de besoins. Ces robinets doivent être facilement accessibles pour faciliter la tâche.

- **Crépines** : Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration, afin d'empêcher l'introduction de corps étrangers dans la pompe.



**Figure (V.7)** : Crépines.

## V.5. Etude technico-économique

Elle consiste à choisir le diamètre le plus économique. Ce choix se fait à base de :

- Le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le débit le plus élevé, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite.
- Les frais d'investissements (exploitation et amortissement) sont proportionnels aux diamètres de la conduite.

### V.5.1. Calcul des diamètres économiques des conduites gravitaires

Pour les conduites gravitaires, ce diamètre est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est comprise entre  $V_{min}$  et  $V_{max}$  :

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{max} \times \pi}} \quad (V.1)$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{v_{\min} \times \pi}} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

- **V<sub>min</sub>** : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s ;
- **V<sub>max</sub>** : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s ;
- **D<sub>min</sub>** : Diamètre minimal de la conduite (m) ;
- **D<sub>max</sub>** : Diamètre maximal de la conduite (m).

### V.5.2 Calcul de la vitesse

La vitesse de l'écoulement se détermine par la formule ci-après :

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

Avec :

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

### V.5.3 Calcul des pertes de charge $\Delta H$

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction.

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

#### V.5.3.1. Pertes de charge linéaires

Elles se calculent moyennant la formule de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_L = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g} \quad (\text{V.4})$$



Avec :

- **g** : Accélération de la pesanteur ( $g=9.81 \text{ m/s}^2$ ) ;
- **L** : Longueur de la conduite en (m) ;
- **$\lambda$**  : Coefficient de frottement de Darcy.

Le coefficient de Darcy caractérise l'écoulement et la nature de la rugosité des canalisations, il se détermine par les formules suivantes :

#### • Régime turbulent rugueux

Il est donné par la formule de Nikuradzi :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{k_s}{D})^{-2} \quad (\text{V.5})$$

#### • Régime de transition

On utilise la formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{k}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{V.6})$$

D'où :

- **K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

➤ Pour les conduites en PEHD la valeur prise est égale à :

- 0.01 mm pour les diamètres inférieures ou égaux à 200 mm ( $DN \leq 200$ ) ;
- 0.02 mm pour les diamètres supérieurs à 200 mm ( $DN > 200$ ) ;

➤ Pour les conduites en fonte ductile :

- $K = 0.15 \text{ mm}$

• **Re** : Nombre de Reynolds donné par la relation ci-après :

$$\mathbf{Re} = \frac{\mathbf{V} \times \mathbf{D}}{\mathbf{v}} \quad (\mathbf{V.7})$$

Avec :

- **V** : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;

- **v** : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule de Stocks :

$$\mathbf{V} = \frac{\mathbf{0.0178}}{(\mathbf{1+0.0337 \times T \times 0.000221 \times T^2})} \quad (\mathbf{V.8})$$

Avec :

- **T°** : Température de l'eau en degré, à **T°=20°C** :

- **v** = 0.01 Stocks = 10<sup>-6</sup>m<sup>2</sup>/s

### V.5.3.2. Les pertes de charges singulières $\Delta H_s$

Les pertes de charge singulières sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires. Elles sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,15 \times \Delta H_L \quad (\mathbf{V.9})$$

### V.5.3.3. Les pertes de charges totales $\Delta H_t$

Elles sont la somme des pertes de charges linéaires et singulières pour chaque conduite de longueur L :

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_L \quad (\mathbf{V.10})$$

Avec :

- $\Delta H_s$  : Pertes de charge singulières (m) ;
- $\Delta H_L$  : Pertes de charge linéaires (m).

D'où :

$$\Delta H_t = 1,15 \times \Delta H_L \quad (\text{V.11})$$

#### V.5.4. Frais d'amortissement

Ils se déterminent par l'expression suivante :

$$F_{am} = P_u \times A \times L \quad (\text{V.12})$$

Avec :

- $P_u$  : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
- $A$  : Amortissement annuel (Annuité) :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + 0,08 \quad (\text{V.13})$$

Avec:

- $A$  : Amortissement annuel ;
- $i$  : Taux d'annuité ( $i = 8 \%$ ) ;
- $n$  : Nombre d'années d'amortissement ( $n=25$  ans).

D'où :

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^n - 1} + 0,08 \quad \text{Soit : } A = 0,0937$$

### V.6. Calcul des conduites gravitaires

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 20, 25, 32, 40, 50, 63, 75, 90, 110, 125, 160, 200, 250, 315 et 400 mm, avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

#### V.6.1 Tronçon point de piquage AD - A

- Caractéristiques du tronçon :

- Débit :  $Q = 0,0268 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- Longueur :  $L = 4310 \text{ m}$ .

- La hauteur géométrique :  $H_g = 1077 - 970 = 107 \text{ m}$

- En utilisant les formules (V-3) et (V-4), on trouve :

$$D_{\min} = 0,0705 \text{ m}$$

$$D_{\max} = 0,1409 \text{ m}$$

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (V-1) ci-après :

**Tableau (V.1) : Calcul des pertes de charges totales du tronçon de piquage AD – A.**

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(m)</b>	<b>e</b> <b>(m)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(m)</b>	<b>Q</b> <b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>κ</b>	<b>H<sub>g</sub></b> <b>(m)</b>	<b>ΔH<sub>t</sub></b> <b>(m)</b>	<b>P</b> <b>(m)</b>
0,16	0,0146	0,1308	0,0268	1,994	260877,83	4310	0,0043	107	119,459	-12,459

D'après le tableau (IV-1) ci-dessus, on constate que la pression est négative, et la perte de charge est supérieure de la hauteur géométrique, donc cette pression ne peut pas assurer l'arrivée de l'eau au dernier point du tronçon ; c'est pour cela on peut pas faire un piquage du point A ce qui nous oblige de faire un piquage direct du réservoir principale d'ADEKAR.

### V.6.2. Tronçon point de piquage AD – C

- Caractéristiques du tronçon :

- Débit :  $Q = 0,019 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- Longueur :  $L = 6465 \text{ m}$ .

- La hauteur géométrique :  $H_g = 1077 - 981 = 96 \text{ m}$

- En utilisant les formules (V-3) et (V-4), on trouve :

$D_{\min} = 0,10998 \text{ m}$

$D_{\max} = 0,2199 \text{ m}$

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (V-2) ci-après :

*Tableau (V.2) : Calcul des pertes de charges totales du tronçon de piquage AD – C.*

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(m)</b>	<b>e</b> <b>(m)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(m)</b>	<b>Q</b> <b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b>H<sub>g</sub></b> <b>(m)</b>	<b><math>\Delta H_t</math></b> <b>(m)</b>	<b>P</b> <b>(m)</b>
0,16	0,0146	0,1308	0,019	1,413	184950,7	6465	0,0165	96	95,294	0,706
<b>0,2</b>	<b>0,0182</b>	<b>0,1636</b>	<b>0,019</b>	<b>0,904</b>	<b>147870,12</b>	<b>6465</b>	<b>0,0170</b>	<b>96</b>	<b>32,186</b>	<b>63,814</b>

- Calcul des frais d'amortissement

*Tableau (V.3) : Frais d'amortissement du tronçon AD – C*

<b>Dext</b>	<b>Prix ml (Da)</b>	<b>L (m)</b>	<b>Fam (Da)</b>
0,16	2151.15	6465	1303103,21
<b>0,2</b>	<b>3378.11</b>	<b>6465</b>	<b>2046359,38</b>

### V.6.3. Tronçon point de piquage C- IQ

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant :  $Q = 0,0002\text{m}^3/\text{s}$ ;  
 Longueur de la conduite :  $L(\text{C-IQ}) = 110 \text{ m}$  ;  
 Côte au point du piquage :  $\text{CPP} = 981 \text{ m}$  ;  
 Côte du trop-plein du réservoir IQ :  $\text{CTPR} = 971 \text{ m}$  ;  
 Hauteur géométrique :  $H_g = 10 \text{ m}$  ;

$D_{\text{min}} = 0,0112 \text{ m}$ .

$D_{\text{max}} = 0,0226 \text{ m}$ .

Le diamètre nominal des conduites en PEHD PN 16 est : DN 25.

*Tableau (V.4) : Dimensionnement de la conduite d'adduction C-IQ.*

$D_{\text{ext}}$ (m)	$e$ (m)	$D_{\text{int}}$ (m)	$Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$V$ (m/s)	$Re$	$L$ (m)	$\lambda$	$H_g$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	$P$ (m)
0,025	0,006	0,019	0,0002	0,705	13402,52	110	0,0295	10	4,987	5,013

D'après le tableau (IV.4) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir (IQ), il faut que  $\Delta H_t \leq H_g$ , condition vérifiée pour le diamètre de 25 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 4,986 \text{ m}$  et une vitesse de  $0,705 \text{ m/s}$ .

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne  $\Delta H_v$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t$$

D'où :

$$\Delta H_v = (10) - 4,987 = 5,013 \text{ m}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = \xi \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

D'où :

$$\xi = \Delta H_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 5,013 \times \frac{2 \times 9,81}{0,705^2} = 197,68$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne  $\theta$  :**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'annexe (2).

Pour  $\xi = 197,68$  l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta$  sera de  $61,25^\circ$ .

- **Calcul des frais d'amortissement**
- 

*Tableau (V.5) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon C-IQ*

<b>Dext (m)</b>	<b>Prix du ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>Fam (DA)</b>
0,025	59,87	110	617,08

#### **V.6.4. Tronçon point de piquage C - D**

- **Caractéristiques du tronçon :**
  - Débit :  $Q = 0,0188 \text{ m}^3/\text{s}$ .
  - Longueur :  $L = 1010 \text{ m}$ .
  - La hauteur géométrique :  $H_g = 981 - 989 = -8 \text{ m}$

- En utilisant les formules (V-3) et (V-4), on trouve :

$$D_{\min} = 0,1094 \text{ m}$$

$$D_{\max} = 0,2188 \text{ m}$$

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (V.6) ci-après :

**Tableau (V.6) :** Calcul des pertes de charges totales du tronçon de piquage C – D.

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(m)</b>	<b>e</b> <b>(m)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(m)</b>	<b>Q</b> <b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	$\kappa$	<b>Hg</b> <b>(m)</b>	<b><math>\Delta H_t</math></b> <b>(m)</b>	<b>P</b> <b>(m)</b>
<b>0,16</b>	<b>0,0146</b>	<b>0,1308</b>	<b>0,0188</b>	<b>1,399</b>	<b>183003,85</b>	<b>1010</b>	<b>0,0165</b>	<b>-8</b>	<b>14,602</b>	<b>41,212</b>
0,2	0,0182	0,1636	0,0188	0,894	146313,59	1010	0,0170	-8	4,932	50,882
0,25	0,0227	0,2046	0,0188	0,572	116993,66	1010	0,0180	-8	1,700	54,114

- **Calcul des frais d'amortissement**

*Tableau (V.7) : Frais d'amortissement du tronçon C – D.*

<b>Dext</b>	<b>Prix ml (Da)</b>	<b>L (m)</b>	<b>Fam (Da)</b>
<b>0,16</b>	<b>2151,15</b>	<b>1010</b>	<b>203578,38</b>
0,2	3378,11	1010	319694,20
0,25	5226,5	1010	494620,28

### V.6.5. Tronçon point de piquage D-TR

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant :  $Q = 0,0001 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  
 Longueur de la conduite :  $L(\text{PP2-R2}) = 70 \text{ m}$  ;  
 Côte au point du piquage :  $\text{CPP2} = 989 \text{ m}$  ;  
 Côte du trop-plein du réservoir TR :  $\text{CTPR2} = 984 \text{ m}$  ;  
 Hauteur géométrique :  $H_g = 5 \text{ m}$  ;  
 $D_{\min} = 0,0079788 \text{ m}$ .

$$D_{\max} = 0,0159577 \text{ m}.$$

Le diamètre nominal des conduites en PEHD PN 16 est : DN 20.

*Tableau (V.8) : Dimensionnement de la conduite d'adduction D-TR.*

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(m)</b>	<b>e</b> <b>(m)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(m)</b>	<b>Q</b> <b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	$\kappa$	<b>Hg</b> <b>(m)</b>	<b><math>\Delta H_t</math></b> <b>(m)</b>	<b>P</b> <b>(m)</b>
0,02	0,0046	0,0154	0,0001	0,537	8267,78	70	0,0334	5	2,565	2,435



D'après le tableau (V.8) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir (TR), il faut que  $\Delta H_t \leq H_g$ , condition vérifiée pour le diamètre de 20 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 2,565$  m et une vitesse de 0,537m/s.

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne  $\Delta H_v$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t$$

D'où :

$$\Delta H_v = 5 - 2,565 = 2,435 \text{ m}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = \xi \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

D'où :

$$\xi = \Delta H_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 2,435 \times \frac{2 \times 9,81}{0,537^2} = 165,79$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne  $\theta$  :**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'annexe (2).

Pour  $\xi = 165,79$  l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta$  sera de  $60,75^\circ$ .

• **Calcul des frais d'amortissement du tronçon D-TR**

*Tableau (V.9) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon D-TR.*

Dext (m)	Prix du ml (DA)	L (m)	Fam (DA)
0,02	40,74	70	267,21

### V.6.6. Tronçon point de piquage D - E

- Caractéristiques du tronçon :

- Débit :  $Q = 0,0187 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- Longueur :  $L = 1370 \text{ m}$ .

- La hauteur géométrique :  $H_g = 989 - 954 = 35 \text{ m}$

- En utilisant les formules (V-3) et (V-4), on trouve :

$D_{\min} = 0,1091 \text{ m}$

$D_{\max} = 0,2182 \text{ m}$

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (V.10) ci-après :

*Tableau (V.10) : Calcul des pertes de charges totales du tronçon de piquage D – E.*

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(m)</b>	<b>E</b> <b>(m)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(m)</b>	<b>Q</b> <b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b>H<sub>g</sub></b> <b>(m)</b>	<b><math>\Delta H_t</math></b> <b>(m)</b>	<b>P</b> <b>(m)</b>
<b>0,16</b>	<b>0,0146</b>	<b>0,1308</b>	<b>0,0187</b>	<b>1,392</b>	<b>182030,42</b>	<b>1370</b>	<b>0,0164</b>	<b>35</b>	<b>19,614</b>	<b>56,598</b>
0,2	0,0182	0,1636	0,0187	0,889	145535,33	1370	0,0171	35	6,626	69,586
0,25	0,0227	0,2046	0,0187	0,569	116371,36	1370	0,0180	35	2,284	73,928

- Calcul des frais d'amortissement

*Tableau (V.11) : Frais d'amortissement du tronçon D – E.*

<b>D<sub>ext</sub></b>	<b>Prix ml (Da)</b>	<b>L (m)</b>	<b>Fam (Da)</b>
<b>0,16</b>	<b>2151,15</b>	<b>1370</b>	<b>276140,97</b>
0,2	3378,11	1370	433644,60
0,25	5226,5	1370	670920,58

### V.6.7. Tronçon point de piquage E-TM

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant :  $Q = 0,0004 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  
 Longueur de la conduite :  $L(\text{E-TM}) = 120 \text{ m}$  ;  
 Côte au point du piquage :  $\text{CPP3} = 954 \text{ m}$  ;  
 Côte du trop-plein du réservoir TM :  $\text{CTPR3} = 946 \text{ m}$  ;  
 Hauteur géométrique :  $H_g = 8 \text{ m}$  ;  
 $D_{\text{min}} = 0,0159 \text{ m}$ .

$D_{\text{max}} = 0,0319 \text{ m}$ .

Le diamètre nominal des conduites en PEHD PN 16 est : DN 32.

*Tableau (V.12) : Dimensionnement de la conduite d'adduction E-TM.*

$D_{\text{ext}}$ (m)	$e$ (m)	$D_{\text{int}}$ (m)	$Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$V$ (m/s)	$Re$	$L$ (m)	$\lambda$	$H_g$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	$P$ (m)
0,032	0,0072	0,0248	0,0004	0,828	20536,12	120	0,0265	2	5,171	2,829

D'après le tableau (V-12) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir (TM), il faut que  $\Delta H_t \leq H_g$ , condition vérifiée pour le diamètre de 31 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 5,171 \text{ m}$  et une vitesse de  $0,828 \text{ m/s}$ .

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne  $\Delta H_v$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t$$

D'où :

$$\Delta H_v = (8) - 5,171 = 2,829 \text{ m}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = \xi \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

D'où :

$$\mathcal{E} = \Delta H_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 2,829 \times \frac{2 \times 9,81}{0,828^2} = 80,96$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne  $\theta$  :**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'annexe (2).

Pour  $\mathcal{E} = 80,96$  l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta$  sera de  $55,66^\circ$ .

• **Calcul des frais d'amortissement du tronçon E-TM**

*Tableau (V.13) : Calcul des frais d'amortissement tronçon E-TM.*

Dext (m)	Prix du ml (DA)	L (m)	Fam (DA)
0,032	99,14	120	1114,73

**V.6.8. Tronçon point de piquage E - F**

- Caractéristiques du tronçon :

- Débit :  $Q = 0,0183 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- Longueur :  $L = 1870 \text{ m}$ .

- La hauteur géométrique :  $H_g = 954 - 941 = 13 \text{ m}$

- En utilisant les formules (V-3) et (V-4), on trouve :

$$D_{\min} = 0,1079 \text{ m}$$

$$D_{\max} = 0,2159 \text{ m}$$

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (V.14) ci-après :

*Tableau (V.14) : Calcul des pertes de charges totales du tronçon de piquage E - F.*

Dext (m)	e (m)	Dint (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L (m)	$\lambda$	Hg (m)	$\Delta H_t$ (m)	P (m)
<b>0,16</b>	<b>0,0146</b>	<b>0,1308</b>	<b>0,0183</b>	<b>1,362</b>	<b>178136,73</b>	<b>1870</b>	<b>0,0165</b>	<b>13</b>	<b>25,735</b>	<b>43,863</b>
0,2	0,0182	0,1636	0,0183	0,871	142422,27	1870	0,0171	13	8,696	60,902
0,25	0,0227	0,2046	0,01833	0,557	113882,13	1870	0,0181	13	2,998	66,600

- Calcul des frais d'amortissement

*Tableau (V.15) : Frais d'amortissement du tronçon E – F.*

Dext	Prix ml (Da)	L (m)	Fam (Da)
<b>0,16</b>	<b>2151,15</b>	<b>1870</b>	<b>376922,35</b>
0,2	3378,11	1870	591909,06
0,25	5226,5	1870	915782,10

### V.6.9. Tronçon point de piquage F-TZ

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant :  $Q = 0,002 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  
 Longueur de la conduite :  $L(F-TZ) = 145 \text{ m}$  ;  
 Côte au point du piquage :  $CPP = 941 \text{ m}$  ;  
 Côte du trop-plein du réservoir TZ :  $CTPR = 925 \text{ m}$  ;  
 Hauteur géométrique :  $Hg = 16 \text{ m}$  ;  
 $D_{min} = 0,0357 \text{ m}$ .

$D_{max} = 0,0714 \text{ m}$ .

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 16 sont : DN 50, DN 63 et DN 75.

*Tableau (V.16) : Dimensionnement de la conduite d'adduction F-TZ.*

Dext (m)	e (m)	Dint (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L (m)	$\lambda$	Hg (m)	$\Delta Ht$ (m)	P (m)
0,05	0,0112	0,0388	0,002	1,692	65630,90	145	0,0207	16	12,978	3,022
<b>0,063</b>	<b>0,0142</b>	<b>0,0488</b>	<b>0,002</b>	<b>1,069</b>	<b>52181,94</b>	<b>145</b>	<b>0,0214</b>	<b>16</b>	<b>4,267</b>	<b>11,733</b>
0,075	0,0168	0,0582	0,002	0,752	43753,93	145	0,0221	16	1,823	14,177

D'après le tableau (V.16) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir (TZ), il faut que  $\Delta Ht \leq Hg$ , condition vérifiée pour le diamètre de 63 mm avec une perte de charge  $\Delta Ht = 4,267 \text{ m}$  et une vitesse de  $1,069 \text{ m/s}$ .

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne  $\Delta H_v$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t$$

D'où :

$$\Delta H_v = 16 - 4,267 = 11,733 \text{ m}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = \xi \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

D'où :

$$\xi = \Delta H_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 11,733 \times \frac{2 \times 9,81}{1,069^2} = 201,44$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne  $\theta$  :**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'annexe (2).

Pour  $\xi = 48,12$  l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta$  sera de  $61,31^\circ$ .

• **Calcul des frais d'amortissement du tronçon F-TZ**

*Tableau (V.17) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon F-TZ.*

Dext (m)	Prix du ml (DA)	L (m)	Fam (DA)
0,05	238,07	145	3234,54
<b>0,063</b>	<b>376,64</b>	<b>145</b>	<b>5117,22</b>
0,075	529,43	145	7193,10

### V.6.10. Tronçon point de piquage F-AM

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant :  $Q = 0,0013$ ;  
 Longueur de la conduite :  $L(F-AM) = 1260$  m ;  
 Côte au point du piquage :  $CPP = 941$  m ;  
 Côte du trop-plein du réservoir AM :  $CTPR = 785$  m ;  
 Hauteur géométrique :  $H_g = 156$  m ;  
 $D_{min} = 0,0288$  m.

$D_{max} = 0,0575$  m.

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 16 sont : DN 40, DN 50 et DN 63.

*Tableau (V.18) : Dimensionnement de la conduite d'adduction F-AM.*

$D_{ext}$ (m)	$e$ (m)	$D_{int}$ (m)	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$V$ (m/s)	$Re$	$L$ (m)	$\lambda$	$H_g$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	$P$ (m)
<b>0,04</b>	<b>0,009</b>	<b>0,031</b>	<b>0,0013</b>	<b>1,722</b>	<b>53393,91</b>	<b>1260</b>	<b>0,0217</b>	<b>156</b>	<b>153,597</b>	<b>2,403</b>
0,05	0,0112	0,0388	0,0013	1,099	42660,09	1260	0,0225	156	51,709	104,291

D'après le tableau (IV-17) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir (AM), il faut que  $\Delta H_t \leq H_g$ , condition vérifiée pour le diamètre de 250 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 153,597$  m et une vitesse de 1,722 m/s.

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne  $\Delta H_v$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t$$

D'où :

$$\Delta H_v = 156 - 153,597 = 2,403 \text{ m}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = \xi \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

D'où :

$$\mathcal{E} = \Delta H_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 2,403 \times \frac{2 \times 9,81}{1,722^2} = 15,90$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne  $\theta$  :**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'annexe (2).

Pour  $\mathcal{E} = 15,8909$  l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta$  sera de  $43,22^\circ$ .

• **Calcul des frais d'amortissement**

*Tableau (V.19) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon F-AM.*

Dext (m)	Prix du ml (DA)	L (m)	Fam (DA)
<b>0,04</b>	<b>153,50</b>	<b>1260</b>	<b>18122,52</b>
0,05	238,07	1260	28107,02

**V.6.11. Tronçon point de piquage F-HR**

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant :  $Q = 0,0007 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  
 Longueur de la conduite :  $L(\text{F-HR}) = 2700 \text{ m}$  ;  
 Côte au point de piquage :  $\text{CPP} = 941 \text{ m}$  ;  
 Côte du trop-plein du réservoir HR :  $\text{CTPR} = 609 \text{ m}$  ;  
 Hauteur géométrique :  $H_g = 332 \text{ m}$  ;  
 $D_{\text{min}} = 0,0211 \text{ m}$ .

$D_{\text{max}} = 0,0422 \text{ m}$ .

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 16 sont : DN 32, DN 40 et DN 50.



**Tableau (V.20) : Dimensionnement de la conduite d'adduction F-HR.**

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(m)</b>	<b>e</b> <b>(m)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(m)</b>	<b>Q</b> <b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>λ</b>	<b>H<sub>g</sub></b> <b>(m)</b>	<b>ΔH<sub>t</sub></b> <b>(m)</b>	<b>P</b> <b>(m)</b>
<b>0,032</b>	<b>0,0072</b>	<b>0,0248</b>	<b>0,0007</b>	<b>1,449</b>	<b>35938,21</b>	<b>2700</b>	<b>0,0237</b>	<b>332</b>	<b>317,215</b>	<b>14,785</b>
0,04	0,009	0,031	0,0007	0,927	28750,57	2700	0,0245	332	107,807	224,193

D'après le tableau (IV-19) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir (HR), il faut que  $\Delta H_t \leq H_g$ , condition vérifiée pour le diamètre de 32 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 317,214\text{m}$  et une vitesse de 1,449 m/s.

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne  $\Delta H_v$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t$$

D'où :

$$\Delta H_v = 332 - 317,215 = 14,785 \text{ m}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = \xi \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

D'où :

$$\xi = \Delta H_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 14,785 \times \frac{2 \times 9,81}{1,449^2} = 138,16$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne  $\theta$  :**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'annexe (2).

Pour  $\xi = 138,16$  l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta$  sera de  $60,32^\circ$ .

- **Calcul des frais d'amortissement**

*Tableau (V.21) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon F-HR.*

Dext (m)	Prix du ml (DA)	L (m)	Fam (DA)
<b>0,032</b>	<b>99,14</b>	<b>2700</b>	<b>25081,43</b>
0,04	153,50	2700	38833,97

### V.6.12. Tronçon point de piquage F - G

- Caractéristiques du tronçon :

- Débit :  $Q = 0,0144 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- Longueur :  $L = 1500 \text{ m}$ .

- La hauteur géométrique :  $H_g = 941 - 874 = 67 \text{ m}$

- En utilisant les formules (V-3) et (V-4), on trouve :

$D_{\min} = 0,0957 \text{ m}$

$D_{\max} = 0,1914 \text{ m}$

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (V.21) ci-après :

*Tableau (V.22) : Calcul des pertes de charges totales du tronçon de piquage F – G.*

$D_{\text{ext}}$ (m)	e (m)	$D_{\text{int}}$ (m)	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	V (m/s)	Re	L (m)	$\lambda$	Hg (m)	$\Delta H_t$ (m)	P (m)
0,125	0,0114	0,1022	0,0144	1,755	179399,7	1500	0,0167	67	44,233	66,630
<b>0,16</b>	<b>0,0146</b>	<b>0,1308</b>	<b>0,0144</b>	<b>1,072</b>	<b>140173,16</b>	<b>1500</b>	<b>0,0173</b>	<b>67</b>	<b>13,333</b>	<b>97,529</b>
0,2	0,0182	0,1636	0,0144	0,685	112069,98	1500	0,0179	67	4,518	106,345

- **Calcul des frais d'amortissement**

*Tableau (V.23) : Frais d'amortissement du tronçon F – G.*

Dext	Prix ml (Da)	L (m)	Fam (Da)
0,125	1316,19	1500	184990,50
<b>0,16</b>	<b>2151,15</b>	<b>1500</b>	<b>302344,13</b>
0,2	3378,11	1500	474793,36

### V.6.13. Tronçon point de piquage G-HG1

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant :  $Q = 0,0036 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  
 Longueur de la conduite :  $L(G-HG1) = 25 \text{ m}$  ;  
 Côte au point du piquage :  $CPP = 780 \text{ m}$  ;  
 Côte du trop-plein du réservoir HG1 :  $CTPR = 775 \text{ m}$  ;  
 Hauteur géométrique :  $Hg = 5 \text{ m}$  ;  
 $D_{min} = 0,0479 \text{ m}$ .

$D_{max} = 0,0957 \text{ m}$ .

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 16 sont : DN 50, DN 63 et DN 75

*Tableau (V.24) : Dimensionnement de la conduite d'adduction G-HG1.*

Dext (m)	E (m)	Dint (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L (m)	$\lambda$	Hg (m)	$\Delta Ht$ (m)	P (m)
0,063	0,0142	0,0488	0,0036	1,925	93927,51	25	0,0192	5	2,139	2,861
<b>0,075</b>	<b>0,0168</b>	<b>0,0582</b>	<b>0,0036</b>	<b>1,353</b>	<b>78757,08</b>	<b>25</b>	<b>0,0197</b>	<b>5</b>	<b>0,908</b>	<b>4,092</b>
0,09	0,0164	0,0736	0,0036	0,846	62278,02	25	0,0204	5	0,291	4,708
0,11	0,02	0,09	0,0036	0,566	50929,58	25	0,0212	5	0,111	4,889

D'après le tableau (V.23) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir (HG1), il faut que  $\Delta Ht \leq Hg$ , condition vérifiée pour le diamètre de 75 mm avec une perte de charge  $\Delta Ht = 0,908 \text{ m}$  et une vitesse de 1,353 m/s.

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne  $\Delta H_v$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t$$

D'ou :

$$\Delta H_v = 5 - 0,908 = 4,092 \text{ m}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = \mathcal{E} \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

D'ou :

$$\mathcal{E} = \Delta H_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 4,092 \times \frac{2 \times 9,81}{1,353^2} = 43,86$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne  $\theta$  :**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'annexe (2).

Pour  $\mathcal{E} = 15,15$  l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta$  sera de  $51,32^\circ$ .

- **Calcul des frais d'amortissement**

*Tableau (V.25) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon G-HG1.*

Dext (m)	Prix du ml (DA)	L (m)	Fam (DA)
0,063	376,64	25	882,2792
<b>0,075</b>	<b>529,43</b>	<b>25</b>	<b>1240,1898</b>
0,09	691,61	25	1620,0964
0,11	1026,15	25	2403,7564

#### V.6.14. Tronçon point de piquage G -AH

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant :  $Q = 0,0018 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  
 Longueur de la conduite :  $L(G-AH) = 1320 \text{ m}$  ;  
 Côte au point du piquage :  $CPP = 780 \text{ m}$  ;  
 Côte du trop-plein du réservoir R6 :  $CTPR = 671 \text{ m}$  ;  
 Hauteur géométrique :  $H_g = 169 \text{ m}$  ;  
 $D_{\min} = 0,0339 \text{ m}$ .

$D_{\max} = 0,0677 \text{ m}$ .

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 16 sont : DN 50, DN 63 et DN 75.

*Tableau (V.26) : Dimensionnement de la conduite d'adduction G-AH.*

$D_{\text{ext}}$ (m)	$e$ (m)	$D_{\text{int}}$ (m)	$Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$V$ (m/s)	$Re$	$L$ (m)	$\lambda$	$H_g$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	$P$ (m)
<b>0,05</b>	<b>0,0112</b>	<b>0,0388</b>	<b>0,0018</b>	<b>1,522</b>	<b>59067,81</b>	<b>1320</b>	<b>0,0211</b>	<b>109</b>	<b>97,557</b>	<b>11,443</b>
0,063	0,0142	0,0488	0,0018	0,962	46963,75	1320	0,0219	109	32,126	76,873
0,075	0,0168	0,0582	0,0018	0,677	39378,54	1320	0,0225	109	13,742	95,258

D'après le tableau (V.25) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir(AH), il faut que  $\Delta H_t \leq H_g$ , condition vérifiée pour le diamètre de 50 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 97,557 \text{ m}$  et une vitesse de  $1,522 \text{ m/s}$ .

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne  $\Delta H_v$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t$$

D'où :

$$\Delta H_v = 109 - 97,557 = 11,443 \text{ m}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = \xi \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

D'où :

$$\mathcal{E} = \Delta H_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 11,443 \times \frac{2 \times 9,81}{1,522^2} = 96,92.$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne  $\theta$  :**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'annexe (2).

Pour  $\mathcal{E} = 96,92$  l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta$  sera de  $57,69^\circ$ .

• **Calcul des frais d'amortissement**

*Tableau (V.27) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon G-AH*

Dext (m)	Prix du ml (DA)	L (m)	Fam (DA)
<b>0,05</b>	<b>238,07</b>	<b>1320</b>	<b>29445,45</b>
0,063	376,64	1320	46584,34
0,075	529,43	1320	65482,02

**V.6.15. Tronçon point de piquage G - H**

• Caractéristiques du tronçon :

- Débit :  $Q = 0,009 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- Longueur :  $L = 3640 \text{ m}$ .

- La hauteur géométrique :  $H_g = 874 - 858 = 16 \text{ m}$

• En utilisant les formules (V-3) et (V-4), on trouve :

$$D_{\min} = 0,0756 \text{ m}$$

$$D_{\max} = 0,1514 \text{ m}$$

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (V.27) ci-après :

*Tableau (V.28) : Calcul des pertes de charges totales du tronçon de piquage G – H.*

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(m)</b>	<b>e</b> <b>(m)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(m)</b>	<b>Q</b> <b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>λ</b>	<b>H<sub>g</sub></b> <b>(m)</b>	<b>ΔH<sub>t</sub></b> <b>(m)</b>	<b>P</b> <b>(m)</b>
0,11	0,01	0,09	0,009	1,415	127323,95	3640	0,0177	16	84,344	29,185
<b>0,125</b>	<b>0,0114</b>	<b>0,1022</b>	<b>0,009</b>	<b>1,097</b>	<b>112124,81</b>	<b>3640</b>	<b>0,0181</b>	<b>16</b>	<b>45,514</b>	<b>68,015</b>
0,16	0,0146	0,1308	0,009	0,670	87608,226	3640	0,0188	16	13,808	99,721

- **Calcul des frais d'amortissement**

*Tableau (V.29) : Frais d'amortissement du tronçon G – H.*

<b>D<sub>ext</sub></b>	<b>Prix ml (Da)</b>	<b>L (m)</b>	<b>Fam (Da)</b>
0,11	1026,16	3640	349990,34
<b>0,125</b>	<b>1316,19</b>	<b>3640</b>	<b>448910,29</b>
0,16	2151,15	3640	733688,49

#### V.6.16. Tronçon point de piquage H-HG2

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant :  $Q = 0,0031 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  
 Longueur de la conduite :  $L(\text{H-HG2}) = 1330 \text{ m}$  ;  
 Côte au point de piquage :  $\text{CPP} = 874 \text{ m}$  ;  
 Côte du trop-plein du réservoir R6 :  $\text{CTPR} = 777 \text{ m}$  ;  
 Hauteur géométrique :  $H_g = 97 \text{ m}$  ;  
 $D_{\text{min}} = 0,0444 \text{ m}$ .

$D_{\text{max}} = 0,0888 \text{ m}$ .

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 10 sont : DN 50, DN 63 et DN 75

*Tableau (V.30) : Dimensionnement de la conduite d'adduction H-HG2.*

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(m)</b>	<b>e</b> <b>(m)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(m)</b>	<b>Q</b> <b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>λ</b>	<b>H<sub>g</sub></b> <b>(m)</b>	<b>ΔH<sub>t</sub></b> <b>(m)</b>	<b>P</b> <b>(m)</b>
<b>0,063</b>	<b>0,0142</b>	<b>0,0488</b>	<b>0,0031</b>	<b>1,657</b>	<b>80882,02</b>	<b>1330</b>	<b>0,0197</b>	<b>97</b>	<b>86,617</b>	<b>10,383</b>
0,075	0,0168	0,0582	0,0031	1,165	67818,60	1330	0,0202	97	36,829	60,171
0,09	0,0164	0,0736	0,0031	0,728	53628,30	1330	0,0211	97	11,847	85,153

D'après le tableau (V.29) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir (HG2), il faut que  $\Delta H_t \leq H_g$ , condition vérifiée pour le diamètre de 90 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 86,617$  m et une vitesse de 1,657 m/s.

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne  $\Delta H_v$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t$$

D'où :

$$\Delta H_v = 97 - 86,617 = 10,383 \text{ m}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = \xi \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

D'où :

$$\xi = \Delta H_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 10,383 \times \frac{2 \times 9,81}{1,657^2} = 74,195$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne  $\theta$  :**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'annexe (2).

Pour  $\xi = 74,195$  l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta$  sera de  $54,86^\circ$ .

• **Calcul des frais d'amortissement**

*Tableau (V.31) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon H-HG2.*

Dext (m)	Prix du ml (DA)	L (m)	Fam (DA)
<b>0,063</b>	<b>376,64</b>	<b>1330</b>	<b>46937,25</b>
0,075	529,43	1330	65978,09
0,09	691,61	1330	86189,13



**V.6.17. Tronçon point de piquage H - I**

- Caractéristiques du tronçon :

- Débit :  $Q = 0,0011 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- Longueur :  $L = 1112 \text{ m}$ .

- La hauteur géométrique :  $H_g = 858 - 873 = -15 \text{ m}$

- En utilisant les formules (V-3) et (V-4), on trouve :

$D_{\min} = 0,0265 \text{ m}$

$D_{\max} = 0,0529 \text{ m}$

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 16 sont : DN 50, DN 63.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (V.31) ci-après :

*Tableau (V.32) : Calcul des pertes de charges totales du tronçon de piquage H - I.*

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(m)</b>	<b>e</b> <b>(m)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(m)</b>	<b>Q</b> <b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b>H<sub>g</sub></b> <b>(m)</b>	<b><math>\Delta H_t</math></b> <b>(m)</b>	<b>P</b> <b>(m)</b>
<b>0,05</b>	<b>0,0112</b>	<b>0,0388</b>	<b>0,0011</b>	<b>0,930</b>	<b>36096,99</b>	<b>1112</b>	<b>0,0053</b>	<b>-15</b>	<b>7,676</b>	<b>50,922</b>
0,063	0,0142	0,0488	0,0011	0,588	28700,07	1112	0,0056	-15	2,571	73,512

- **Calcul des frais d'amortissement**

*Tableau (V.33) : Frais d'amortissement du tronçon H - I.*

<b>D<sub>ext</sub></b>	<b>Prix ml (Da)</b>	<b>L (m)</b>	<b>Fam (Da)</b>
<b>0,05</b>	<b>238,07</b>	<b>1112</b>	<b>24805,56</b>
0,063	376,64	1112	39243,77

### V.6.18. Tronçon point de piquage I-AY

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant :  $Q = 0,005 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  
 Longueur de la conduite :  $L(I-AY) = 570 \text{ m}$  ;  
 Côte au point du piquage :  $CPP = 858 \text{ m}$  ;  
 Côte du trop-plein du réservoir AY :  $CTPR = 821 \text{ m}$  ;  
 Hauteur géométrique :  $Hg = 37 \text{ m}$  ;  
 $D_{\min} = 0,0564 \text{ m}$ .

$D_{\max} = 0,1128 \text{ m}$ .

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 10 sont : DN 50, DN 63 et DN 75

**Tableau (V.34) : Dimensionnement de la conduite d'adduction I-AY.**

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(m)</b>	<b>e</b> <b>(m)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(m)</b>	<b>Q</b> <b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>λ</b>	<b>Hg</b> <b>(m)</b>	<b>ΔHt</b> <b>(m)</b>	<b>P</b> <b>(m)</b>
<b>0,09</b>	<b>0,0164</b>	<b>0,0736</b>	<b>0,005</b>	<b>1,175</b>	<b>86497,25</b>	<b>570</b>	<b>0,0192</b>	<b>37</b>	<b>12,034</b>	<b>24,965</b>
0,11	0,02	0,09	0,005	0,786	70735,53	570	0,0198	37	4,549	32,451
0,125	0,0228	0,1022	0,005	0,610	62291,56	570	0,0202	37	2,465	34,535

D'après le tableau (V.33) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir (AY), il faut que  $\Delta H_t \leq H_g$ , condition vérifiée pour le diamètre de 90 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 12,034 \text{ m}$  et une vitesse de  $1,175 \text{ m/s}$ .

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne  $\Delta H_v$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t$$

D'où :

$$\Delta H_v = 37 - 12,034 = 24,966 \text{ m}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = \xi \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

D'où :

$$\mathcal{E} = \Delta H_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 24,966 \times \frac{2 \times 9,81}{1,175^2} = 354,79$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne  $\theta$  :**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'annexe (2).

Pour  $\mathcal{E} = 354,79$  l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta$  sera de  $63,73^\circ$ .

• **Calcul des frais d'amortissement**

*Tableau (V.35) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon I-AY*

Dext (m)	Prix du ml (DA)	L (m)	Fam (DA)
<b>0,09</b>	<b>691,61</b>	<b>570</b>	<b>36938,20</b>
0,110	1026,15	570	54805,65
0,125	1316,19	570	70296,39

**V.6.19. Tronçon point de piquage I-AO**

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant :  $Q = 0,001 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  
 Longueur de la conduite :  $L(I-AO) = 1112 \text{ m}$  ;  
 Côte au point de piquage :  $CPP = 858 \text{ m}$  ;  
 Côte du trop-plein du réservoir AO :  $CTPR = 846 \text{ m}$  ;  
 Hauteur géométrique :  $H_g = 12 \text{ m}$  ;  
 $D_{\min} = 0,0252 \text{ m}$ .

$D_{\max} = 0,0505 \text{ m}$ .

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 10 sont : DN 50, DN 63 et DN 75

*Tableau (V.36) : Dimensionnement de la conduite d'adduction I-AO.*

Dext (m)	e (m)	Dint (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L (m)	$\lambda$	Hg (m)	$\Delta H_t$ (m)	P (m)
0,063	0,0142	0,0488	0,001	0,535	26090,97	1112	0,0248	12	9,461	2,539

D'après le tableau (V.35) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir (AO), il faut que  $\Delta H_t \leq H_g$ , condition vérifiée pour le diamètre de 63 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 9,461 \text{ m}$  et une vitesse de  $0,535 \text{ m/s}$ .

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne  $\Delta H_v$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t$$

D'où :

$$\Delta H_v = 12 - 9,461 = 2,539 \text{ m}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = \xi \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

D'où :

$$\xi = \Delta H_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 2,539 \times \frac{2 \times 9,81}{0,535^2} = 174,04$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne  $\theta$  :**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'annexe (2).

Pour  $\xi = 174,04$  l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta$  sera de  $60,88^\circ$ .

• **Calcul des frais d'amortissement**

*Tableau (V.37) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon I-AO.*

Dext (m)	Prix du ml (DA)	L (m)	Fam (DA)
0,063	376,64	1112	39243,78

## V.7. Dimensionnement d'un brise de charge

### V.7.1. Définition

Un brise charge est un ouvrage indispensable de la chaîne de régulation dans le canal, la cheminée d'équilibre, les vannes de régulation et le bassin de dissipation permettent de casser la pression de l'eau à la sortie d'une galerie. [3]

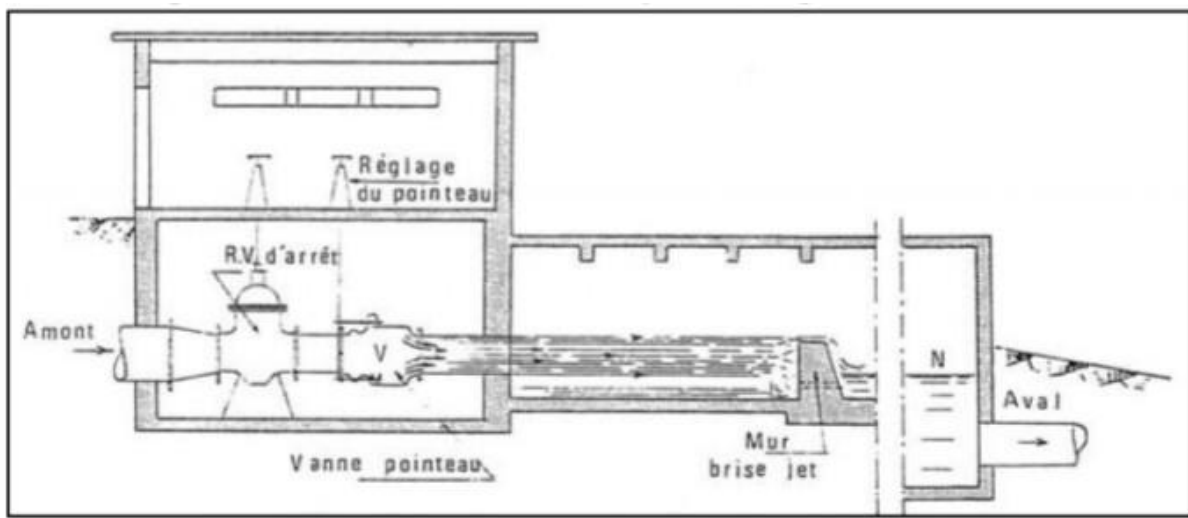


Figure (V.8) : Un brise charge [3].

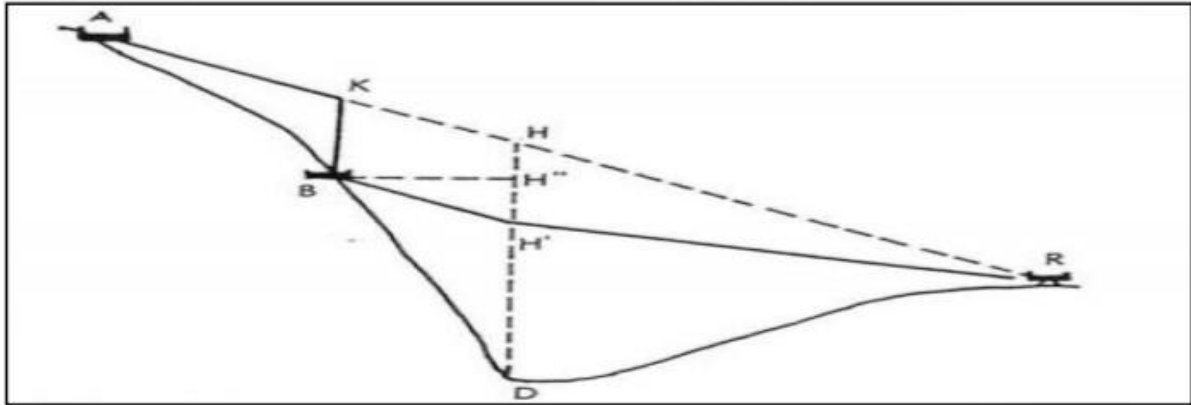
### V.7.2. Principe :

C'est un réservoir à surface libre équipé à son entrée par une vanne permettant la dissipation de l'énergie de l'eau et aussi l'emplacement du brise charge dans un réseau d'AEP. Elle nous permet de limiter la pression statique maximale dans le réseau à une valeur acceptable pour que notre conduite supporte cette valeur [3].

### V.7.3. L'emplacement d'un brise charge :

Supposons dans (la figure V.9) que la ligne piézométrique AR donne, en fond de vallée, en D, une pression au sol DH trop forte et que l'on ait intérêt à ne pas dépasser une pression intérieure, mesurée par DH''. La position du brise-charge B sera déterminée en menant par H'' une horizontale qui coupera la surface topographique au point cherché. Il faut en effet, considérer le cas de l'adduction arrêtée par fermeture en R, à ce moment, la pression

maximale dans la conduite est rapportée à l'horizontale passant par le niveau de l'eau dans le brise-charge.



**Figure (V.9) :** détermination de l'emplacement d'une brise charge [3].

Dans notre cas, on a une dénivellée de  $1077 - 858 = 219 \text{ m} > 160 \text{ m}$  (on travaille avec PN16). Pour cela on a besoin de placer un brise de charge. On propose de le placer au centre des 2 points d'altitude le plus haut et le plus bas de notre réseau d'étude.

On trouve que l'altitude idéale pour construire le brise charge est 968 m.

#### V.7.4. Détermination de la capacité du brise-charge

La capacité du brise-charge est déterminée d'après le temps de fermeture de la vanne V et de celle située en R voir (la figure V.9), l'objectif étant de maintenir le plein de la conduite aval. Les temps de fermeture se déduisent d'une étude en régime transitoire dans les tronçons AB et BDR ainsi qu'on l'examinera à propos du coup de bélier. Les brises-charge sont des installations qu'il importe, bien entendu, de mettre à l'abri des pollutions. Ils seront, à ce point de vue, traités comme des réservoirs.

La brise de charge joue un rôle transitoire pour diminuer la pression. Le volume du brise de charge est déterminé selon la formule suivante [2] :

$$V_{bc} = (Q_{max} j \times t) / T \quad (V.14)$$

Avec :

- $Q_{\max j}$  : débit maximal. ( $Q_{\max j} = 2411,34 \text{ m}^3 / \text{j}$ ) ;
- $T$  : le temps de fonctionnement de réservoir ( $T = 24\text{h}$ ) ;
- $t$  : temps nécessaire pour l'ouverture de la vanne ( $t=15 \text{ min}$  ;  $t=0,25\text{h}$ ).

➤ Le volume du brise de charge est :  $V_{bc} = (2411,34 \times 0,25) / 24 = 25,12 \text{ m}^3$ .

On choisit un volume normalisé  $V_{bc} = 30 \text{ m}^3$ .

### V.8. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les différents paramètres hydrauliques des conduites d'adduction à savoir diamètre, vitesse, pertes de charges et les pressions. On a proposé de protéger notre réseau d'adduction par la construction d'un brise de charge afin de réduire la pression dans la conduite. Les diamètres vont de 50 à 200 mm d'une longueur total de 16967m.

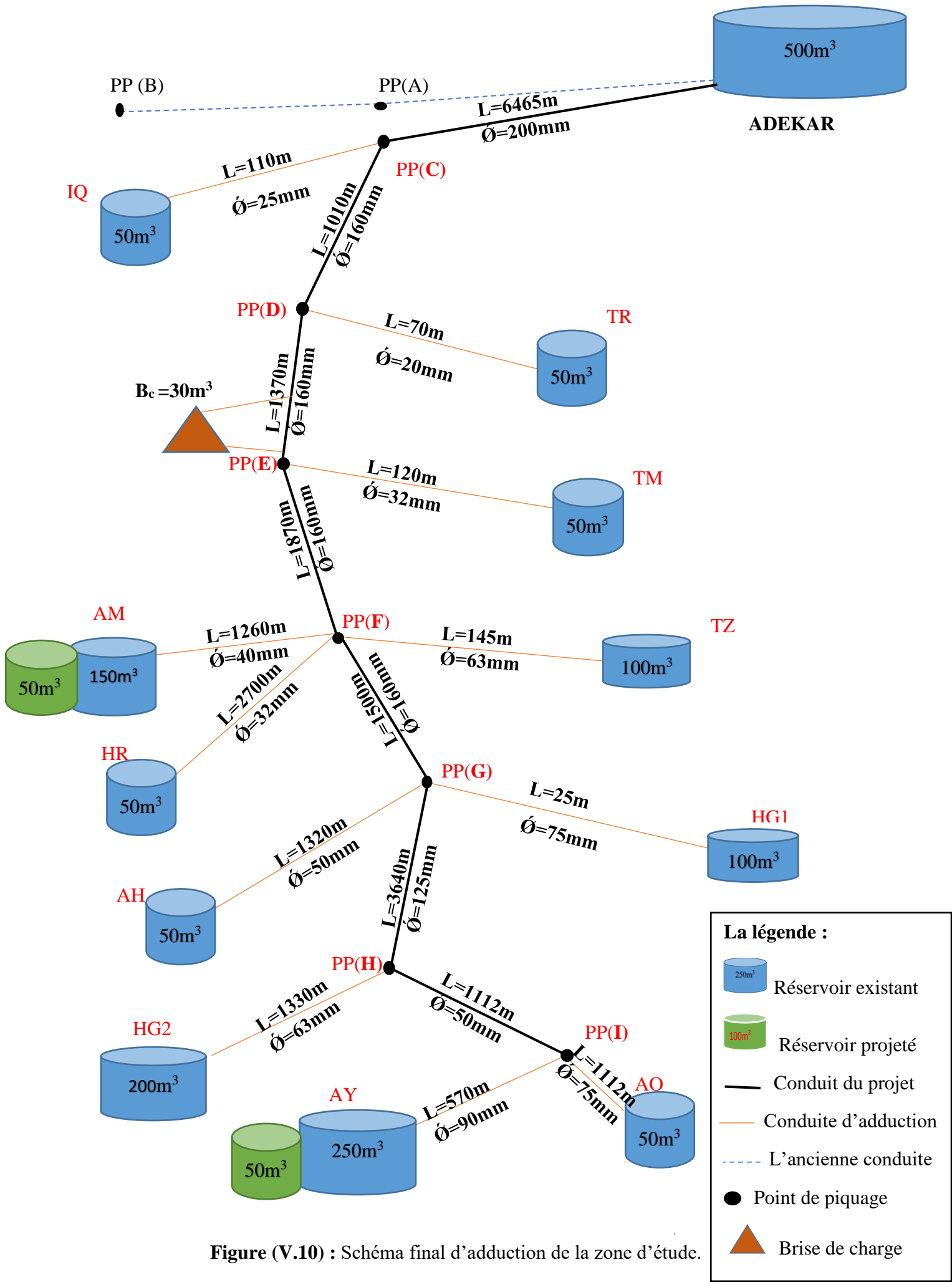


Figure (V.10) : Schéma final d'adduction de la zone d'étude.





## **Conclusion générale**

## Conclusion générale

Dans le cadre du projet de fin d'études, nous avons traité l'étude de renforcement d'eau potable de la région d'ACIF EL HAMMAM de la wilaya de BEJAIA. Ainsi, il nous a permis de mettre en pratique les connaissances que nous avons acquises dans le domaine de l'hydraulique afin de répondre aux besoins en eau des onze villages de la commune d'ADEKAR concernés par notre étude.

Le diagnostic physique que nous avons réalisé nous a permis de proposer la réhabilitation de quelques réservoirs pour la protection de leurs infrastructures.

Notre étude est faite pour l'horizon 2047, dont la population atteindra les 10246 habitants. L'importance des besoins en eau estimés par rapport aux ressources existantes, a donné un déficit de  $1641,34\text{m}^3/\text{j}$ . Pour assurer les besoins futurs de notre région d'étude, on a proposé de faire un piquage à partir du réservoir d'ADEKAR.

Par la suite, nous avons dimensionné les ouvrages de stockage selon les besoins en eau estimés afin d'assurer la continuité de stockage. Les résultats obtenus indiquent que seul le réservoir HG2 qui va satisfaire les besoins futurs de la population ; pour les autres réservoirs, on a proposé de projeter des nouveaux réservoirs de  $50\text{ m}^3$  et  $100\text{ m}^3$ .

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, qui sont toutes gravitaire, nous avons cherché pour chaque tronçon le diamètre économique qui nous assurera, au même temps, un coût global minimal et une vitesse d'écoulement acceptable. Avec une longueur totale de  $16967\text{m}$ , les diamètres les plus économiques obtenus varient entre  $50$  à  $200\text{ mm}$ . Tous les tronçons sont en PEHD (PN16).

La grande différence d'altitude reliant le premier point de piquage (AD) et le dernier point (I) crée une pression dans la conduite qui dépasse les  $160\text{m}$  (PN16), ce qui nous a obligé de proposer l'implantation d'un brise charge d'une capacité de  $30\text{ m}^3$ .

Enfin, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est de trouver une solution concernant le manque en eau potable de la commune d'Adekar (Wilaya de Bejaia), et nous espérons aussi que ce mémoire servira de support pour une étude future.



**Références bibliographiques**

## REFERNCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **Données** : recueillies auprès la subdivision des ressources en eau d'Adekar, Wilaya de Bejaia.

[2] **OUAZINE K, MEGHARA S** : ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES PLANS D'OCCUPATION DU SOL II ET III DE LA RIVE GAUCHE DE L'OUED AMIZOUR WILAYA BEJAIA A PARTIR D'UN RESERVOIR 2500 M3. Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Bejaia, 2016.

[3] **DUPONT, A** : « Hydraulique urbaine ». Tome II Edition EYROLLES, Paris 1979.

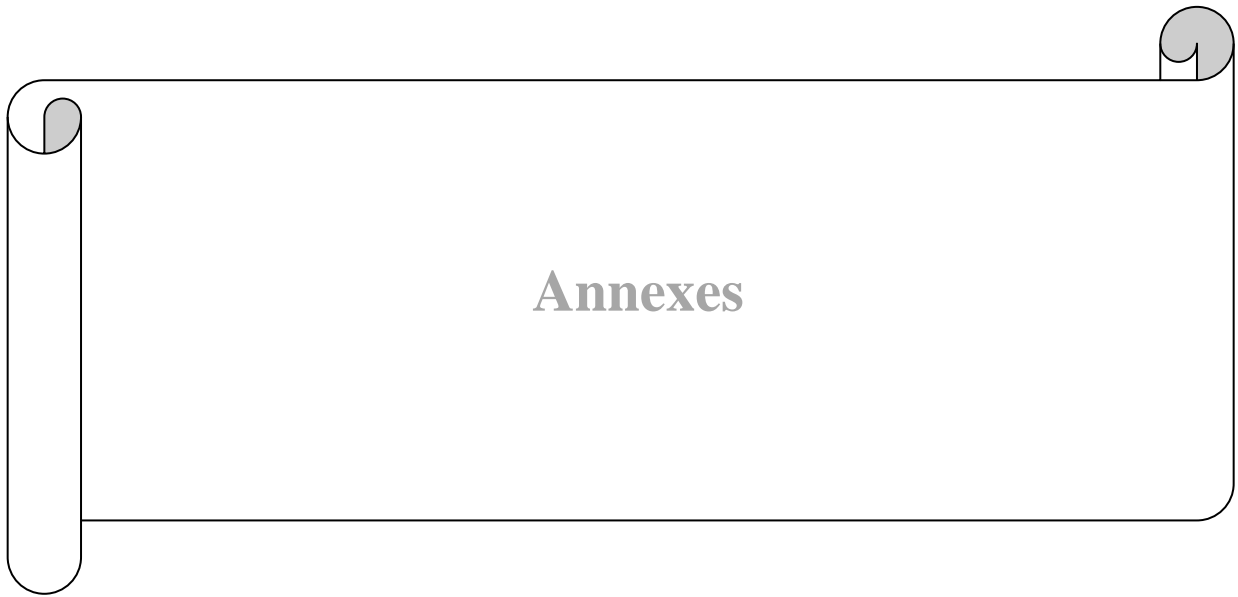
[4] **AIT TALEB.S, BABAKHOUYA. M.K** : ETUDE DU RESEAU D'AEP DE LA COMMUNE D'AMALOU, DAIRA DE SEDDOUK, WILAYA DE BEJAIA : DIAGNOSTIC PHYSIQUE, ADDUCTION ET DISTREBUTION DU BIZIOU-OUEST. Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Bejaia, 2021.

[5] **BOUCHEFRA.A, BENSOUILAH.A** : RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE CHAHNA DAIRA DE TAHER WILAYA DE JIJEL. Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Bejaia, 2021.

[6] **MESRANE L, ELDJOUZI H** : ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU VILLAGE TALA BOUZROU A PARTIR DE LA NOUVELLE CHAINE FLANC NORD TELATHA, COMMUNE DE MAKOUDA, WILAYA DE TIZI OUZOU. Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Bejaia, 2020.

[7] **HAMOUCHE B, AMGHAR N** : RENFORCEMENT DU RESEAU D'AEP DES HUIT VILLAGES DE LA COMMUNE DE KENDIRA A PARTIR DU PIQUAGE DE LA CHAINE DE BERBACHA (W. BEJAIA). Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Bejaia, 2019.

[8] **ARAR S** : ETUDE COMPARATIVE SUR LES SYSTEMES DE CONTROLE DE PRESSION DANS LES RESEAUX D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE. Mémoire de Fin d'Etude, Master, ENSH, 2016.



## **Annexes**

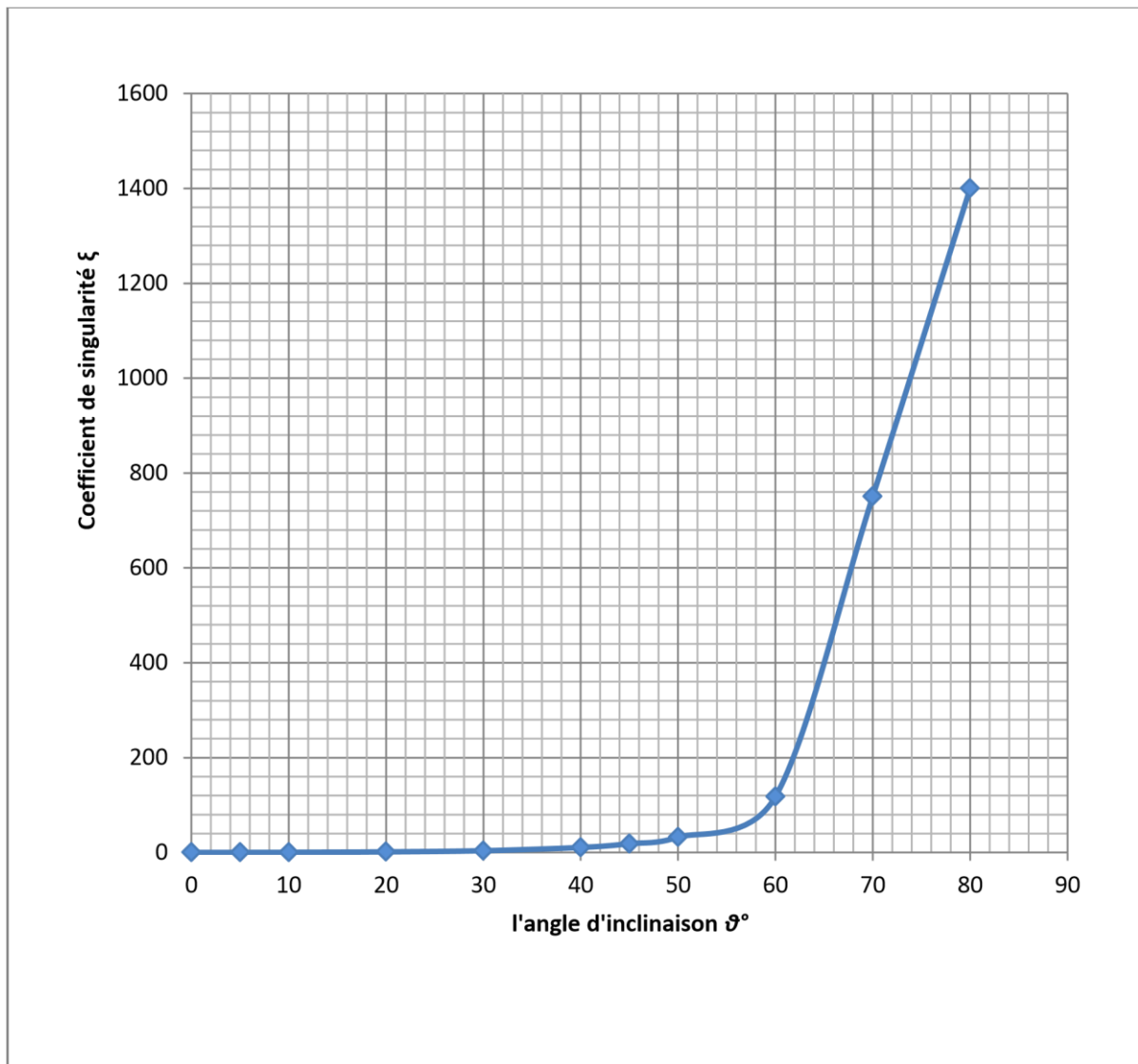
# Annexes

## Annexe (1) : Régime de consommation des agglomérations.

Heures	Coefficient de variations maximales horaires de la consommation ( $K_{\max.h}$ )											
	1.20	1.250	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0-1	3.5	3.35	3.2	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1-2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2-3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3-4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4-5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5-6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6-7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7-8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8-9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9-10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10-11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11-12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12-13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13-14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14-15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15-16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16-17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17-18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	6.50	5.50	4.50	3.50	3.50	9.40
18-19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19-20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20-21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21-22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22-23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23-24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

**Annexe (2) :** Evolution du coefficient de singularité  $\xi$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

Angle d'inclinaison du papillon $\theta$ (°)	0	5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
$\xi$	0.25	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400



Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

**Annexe (3) : Diamètres, épaisseurs et prix des conduites en  
PEHD PN16**

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Prix unitaire (DA)
20	2.0	40.74
25	2.3	59.87
32	3.0	99.14
40	3.7	153.50
50	4.6	238.07
63	5.8	376.64
75	6.8	529.43
90	8.2	691.61
110	10.0	1026.15
125	11.4	1316.19
160	14.6	2151.15
200	18.2	3378.11
250	22.7	5226.50
315	28.6	8026.99
400	36.3	12966.67
500	45.4	19569.51
630	57.2	31072.20



**Annexe (4) : Diamètres intérieure et extérieure des conduites en PEHD (PN10, PN16 et PN20)**

Dext	Dint PN6	Dint PN10	Dint PN16	Dint PN20
20	16	16	15,4	
25	21	21	19	
32	28	27,2	24,8	
40	36	34	31	
50	45,2	42,6	38,8	
63	57	53,6	48,8	
75	67,8	63,8	58,2	
90	83	79,2	73,6	69,8
110	101,6	96,8	90	85,4
125	115,4	110,2	102,2	97
160	147,6	141	130,8	124,2
200	184,6	176,2	163,6	155,2
250	230,8	220,4	204,6	194,2
315	290,8	277,6	257,8	244,6
400	369,4	352,6	327,4	310,6
500	461,8	440,6	409,2	388,4
630	581,8	555,2	515,6	

## RÉSUMÉ

Dans le présent travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour le renforcement en eau potable des onze villages de la commune d'Adekar à partir du piquage au niveau de réservoir d'Adekar wilaya du Bejaia. Après avoir récolté les données concernant le site d'étude, on a procédé à faire un diagnostic physique de l'ensemble des réservoirs existants pour faire ressortir toutes les insuffisances et les dysfonctionnements de ces derniers. Par la suite, nous avons entamé l'estimation des besoins en eau de différentes catégories d'usagers à l'horizon 2047. Puis, nous avons vérifié et dimensionné les réservoirs comme on a opté de projeter de nouveau réservoirs pour certains villages. À la fin, nous avons dimensionné la chaîne d'adduction ainsi un brise de charge pour protéger la conduite de la haute pression.

**Mots clés :** renforcement, diagnostic physique, réservoirs, adduction, brise de charge.

### ملخص

في هذا العمل وضعنا مختلف المراحل اللازمة لتقوية مياه الشرب في القرى الإحدى عشرة التابعة لبلدية أديكار من خياطة على مستوى خزان أديكار بولاية بجاية. بعد جمع البيانات المتعلقة بموقع الدراسة، شرعنا في إجراء تشخيص مادي لجميع الخزانات الموجودة لتسليط الضوء على جميع أوجه القصور والأعطال في هذا الأخير. بعد ذلك، بدأنا في تقدير الاحتياجات المائية لفئات مختلفة من المستخدمين بحلول عام 2047. بعد ذلك، قمنا بفحص الخزانات وتحديد حجمها حيث اخترنا إنشاء خزانات جديدة لقرى معينة. في النهاية، قمنا بتحديد أبعاد سلسلة التقريب وكذلك فاصل الحمل لحماية الأنابيب من الضغط العالي.

**الكلمات المفتاحية:** التعزيز، التشخيص الفيزيائي، الخزانات، التقريب، محطم الحمل.

### Abstract

In this work, we have established the various stages necessary for the reinforcement in drinking water of the eleven villages of the commune of Adekar from the stitching at the level of reservoir of Adekar wilaya of Bejaia. After collecting the data concerning the study site, we proceeded to make a physical diagnosis of all the existing reservoirs to highlight all the shortcomings and malfunctions of the latter. Subsequently, we began to estimate the water needs of different categories of users by 2047. Then, we checked and sized the reservoirs as we opted to project new tanks for some villages. At the end, we dimensioned the adduction chain as well as a load break to protect the pipe from the high pressure.

**Keywords:** reinforcement, physical diagnosis, tanks, adduction, load break.