

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou



Faculté du Génie de la construction

Département d'Hydraulique

Filière : Hydraulique

Mémoire de fin d'étude

Présenté pour Obtenir le Diplôme de master

Spécialité : Ouvrages Hydrauliques

Thème

**Renforcement en eau potable de la partie
Nord-Est de la commune de Kherrata
(Wilaya de Béjaïa)**

Réalisé par :

- **Melle BERREKSI INES**
- **Mr HAMZA ARAB**


Devant le jury composé de :

Mr HAMANI SOFIANE	MCB à l'UMMTO	Président
Mr ZORAI AMEUR	MAB à l'UMMTO	Examineur
Mr BOUHALI SOFIANE	MAA à l'UMMTO	Promoteur

Date de soutenance : 24/06/2025



REMERCIEMENT



En premier lieu, nous tenons à remercier le grand Dieu qui nous a donné le courage, la santé, la patience pour pouvoir réaliser ce travail.

Nous remercions les membres de nos familles pour leurs soutiens, et leurs encouragements.

Nous exprimons nos profonds remerciements à notre promoteur, Mr BOUHALI, pour l'aide compétente qu'il nous a apporté, pour sa patience, sa confiance, et son encouragement pour structurer ce travail et pour améliorer la qualité de notre mémoire.

Nous le remercions vivement.

Nous profitons l'occasion pour remercier les membres de jury d'avoir examiner et évaluer notre travail.

Nous remercions tous les enseignants du département Hydraulique.

Nous voudrions remercier aussi service APC, subdivision de l'hydraulique et la DRE de Bejaia qui a mis à notre disposition tous les documents et données afin de réaliser ce modeste travail.

Un remerciement exceptionnel à tous nos amis, et tous les étudiants de master 2 de la promotion 2025.



DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail a mes chers parents, qui ont consacré leur vie a construire la mienne, en m'apportant leur soutien, leur patience, ainsi qu'une infinie tendresse et affection. Grace a eux, j'ai pu atteindre ce niveau.

A mon cher papa, a qui je dois ma vie, ma réussite et tout mon respect.

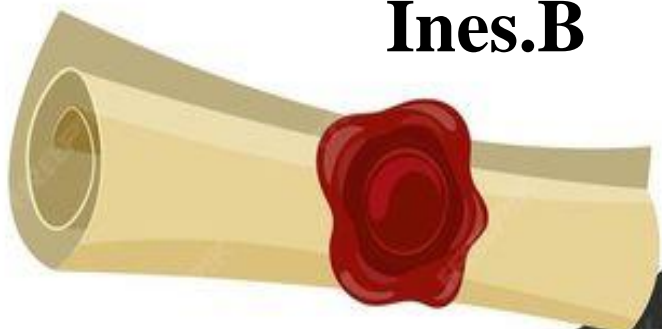
A ma douce maman, qui ma soutenue et encouragée durant ces années d'études.

A mes deux frères JUBA et AKLI, que dieu les protège et leur offre la chance et le bonheur.

A toute ma famille sans exception, pour leur amour et leur présence constante a mes cotés.

Une pensée sincère a mon binôme HAMZA et a mes amis, a mes enseignants, dont les encouragements et les conseils ont contribué a faire de cette étape une réussite.

Ines.B





DÉDICACE

A mes chers parents les piliers de ma vie, pour leur amour inconditionnel, leur soutien moral et leurs sacrifices tout au long de mon parcours.

A mes chers frères AMAR, KACI et ma sœur TASSADIT (ma deuxième mère), pour leur encouragement et leur soutien constante.

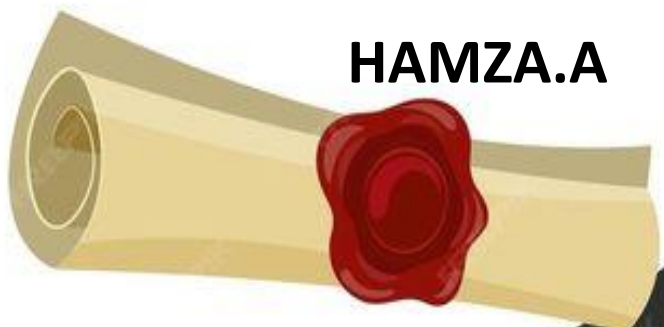
A tous les membres de ma famille proche ou lointains, qui m'ont soutenu de près ou de loin.

Sans oublier mes grands-parents à leur amour profond, ils sont toujours été une source de motivation, que dieu les protège.

A mes enseignants et encadrant, pour leur disponibilité, et leurs conseils éclairés qui ont enrichi mes connaissances.

Je dédie aussi ce travail à ma binôme BERREKSI.I et à mes collègues, avec qui j'ai partagé des bons moments, leur bonne humeur été précieux tout au long de notre parcours.

HAMZA.A



Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de la zone d'étude	1
I.2.1. Situation géographique	1
I.2.2. Le réseau hydrographique	2
I.2.3. Topographie.....	9
I.2.4. Situation géologique	13
I.2.5. Situation climatique	13
I.2.5.1. Pluviométrie	13
I.2.5.2. Température.....	14
I.3. Situation hydraulique	16
I.3.1. Ressources en eau.....	16
I.3.2. Réseau d'adduction	17
I.3.3. Le réseau d'assainissement.....	19
I.5. Conclusion.....	19

Chapitre II : Estimation des besoins

II.1. Introduction	20
II.2. Estimation des besoins en eau.....	20
II.2.1. Usage domestique	20
II.2.2. Usage public.....	20
II.2.3. Usage agricole.....	21
II.2.4. Usage industriel.....	21
II.3. Situation démographique et son évolution.....	21
II.4. Estimation des besoins en eau de la population	23
II.4.1. Normes de consommation (datation)	23
II.4.2. Détermination de la consommation moyenne journalière.....	24
II.5. Estimation des différents types de besoins pour toute kherrata	25
II.5.1. Besoins domestiques actuel (2025) et futur (2035,2045, 2055)	25
II.5.2. La consommation moyenne journalière des équipements(actuel).....	26

II.5.3. La consommation moyenne journalière des équipements (futur)	27
II.6. Majoration de consommations moyenne journalière	28
II.7. Consommation maximal journalière	28
II.8. Bilan ressources -besoins	29
II.9. Estimation des besoins de la zone concernée par l'étude... ..	31
II.9.1 La population calculée pour notre zone d'étude	31
II.9.2. Besoins domestiques actuel et Futur de notre zone d'étude... ..	32
II.9.3. Besoins des équipements actuels de notre zone d'étude... ..	33
II.9.4. La consommation moyenne journalière des équipements de notre zone d'étude... ..	34
II.9.5. Majoration de la consommation moyenne journalière de notre zone d'étude... ..	35
II.9.6. Consommation max journalière de notre zone d'étude... ..	35
II.10. Conclusion	37

Chapitre III : Réservoirs

III.1. Introduction.....	38
III.2. Classification des réservoirs	38
III.2.1. Selon leur position par rapport au sol.....	38
III.2.2. Selon leur forme	40
III.2.3. Selon l'usage.....	40
III.3. Les exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir	40
III.4. Rôle des réservoirs.....	40
III.5. Emplacement du réservoir	40
III.6. Avantage des réservoirs	41
III.7. Les équipements d'un réservoir de stockage	41
III.8. Capacité d'un réservoir	43
III.9 Détermination de la capacité des réservoirs.....	46
III.9.1 Dimensionnement du réservoir projetée Ighil Alia.....	46
III.9.2 Vérification de volume du réservoir Afra.....	48
III.9.3 Vérification de volume du réservoir Tala Ouguillil.....	49
III.9.4 Dimensionnement du réservoir El Menchar	52
III.9.5 Vérification de volume du réservoir Laafar	53
III.9.6 Vérification de volume du réservoir Sebouka	55

III.9.7 Vérification de volume du réservoir existant Lemsala	57
III.9.8 Vérification de volume du réservoir Msiziria.....	59
III.9.9 Vérification de volume du réservoir Tighremt	60
III.9.10 Vérification de volume du réservoir Bourzine	62
III.9.11 Dimensionnement du réservoir Ouled laziz.....	64
III.9.12 Conclusion	66

Chapitre IV : Adduction

IV. 1 Introduction.....	67
IV2 Type d'adduction.....	67
IV21 Adduction gravitaire.....	67
IV22 Adduction par refoulement.....	68
IV23 Adduction mixte.....	68
IV3 Les critères de choix du tracé.....	68
IV4. Les critères de choix de type de conduite	69
IV41 Conduite en acier	69
IV4 2. Conduite en PEHD.....	70
IV.4.3 Conduite en PVC	71
IV.4.4 Conduite en fonte.....	72
IV5 L'étude techno-économique des conduites	73
IV51 Calcul de diamètre	73
IV52 Calcul de la vitesse.....	74
IV53 Calcul des pertes de charge.....	74
IV54 Calcul de la hauteur manométrique totale	76
IV55 Calcul de la puissance absorbée par la pompe.....	76
IV56 Energie consommé par la pompe	76
IV57 Evaluation des frais d'exploitation.....	76
IV58 Evaluation des frais d'amortissement	77
IV59 Calcul du bilan	77
IV6 Dimensionnement de réseau d'adduction	77
IV61 Adduction gravitaire.....	77
IV6.11 Tronçon R Ighil Alia - R Afra	77
IV6.12 Tronçon R Elemenchar – R Iaafar	79

IV.613	Tronçon R Elemenchar – R Sebouka- El Menchar	80
IV.614	Tronçon R Lemsla - R Msiziara	81
IV.615	Tronçon R Msiziara – R Tighremt	81
IV.62	Adduction par refoulement.....	82
IV.621	Tronçon station traitement - R Ighil Alia	82
IV.622	Tronçon R Afra – R Tala Ouguillil.....	84
IV.623	Tronçon R Tala Ouguillil – R El Menchar	85
IV.624	Tronçon R Afra – R7 et R Lemsla	86
IV.625	Tronçon R Lemsla – R Bourzine.....	87
IV.626	Tronçon R Bourzine – R Ouled Laziz.....	88
IV.7	Conclusion	91

Chapitre V : Pompage

V.1	Introduction	92
V.2	Classification des pompes	93
V.3	Principe de fonctionnement des pompes centrifuges	94
V.4	Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges	95
V.5	Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	96
V.6	Caractéristiques d'une conduite	96
V.7	Le point de fonctionnement de la pompe	97
V.8	Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré	97
V.8.1	Réduction ou augmentation du temps de pompage.....	97
V.8.2	Régulation par étouffement (le vannage)	98
V.8.3	Rognage de la roue.....	98
V.8.4	Variation de la vitesse de rotation.....	99
V.9	Le phénomène de cavitation les pompes.....	99
V.10	Le choix du type des pompes	101
V.10.1	Pompe 1(ST – R1 Ighil Alia).....	101
V.10.2	Pompe 2(R2 Afra – R3 Tala ouguillil)	103
V.10.3	Pompe 3(R3 Tala ouguillil – R4 El Menchar).....	105
V.10.4	Pompe 4(R2 Afra – R7 Lemsala)	107
V.10.5	Pompe 5 (R8 Lemsala – R11 Bourzine).....	109
V.10.6	Pompe 6 (R11 Bourzine – RV 12 Ouled laziz)	111

V.11 Récapitulation des résultats des pompes	113
V.12 Conclusion.....	113

Chapitre VI : Protection des conduites

VI.1 Introduction	114
VI.2 Protection contre la corrosion.....	114
VI.2.1 Corrosion externe	115
VI.2.2 Corrosion interne	115
VI.3 Causes fréquentes et conséquences du coup de bélier.....	116
VI.4 Dispositifs de protection de coup de bélier	116
VI.5 La valeur de coup de bélier	117
VI.6 Les valeurs de la surpression et de la dépression	118
VI.7 Calcul de volume de réservoir	118
VI.8 Calcul de la valeur de coup de bélier pour les différents tronçons.....	120
VI.8.1 Tronçon ST – R1	120
VI.8.2 Tronçon R2 – R3	120
VI.8.3 Tronçon R3 – R4	121
VI.8.4 Tronçon R2 – (R7 et R8)	121
VI.8.5 Tronçon R8 – R11	122
VI.8.6 Tronçon R11 – R12)	122
VI.9 Evaluation des résultats	123
VI.10 Conclusion.....	123

Conclusion générale

Liste des Figures

Figure I.1 : localisation géographique de la commune de Kherrata	1
Figure I.2 : Situation géographique de la commune de Kherrata	2
Figure I.3 : présentation de réseau hydrographique avec arcgis	4
Figure I.4 : Téléchargement du modèle numérique de terrain (MNT) via L'USGS	4
Figure I.5 : Importation du fichier MNT dans ArcGIS	5
Figure I.6 : Extraction de la carte MNT de Kherrata	5
Figure I.7 : La carte MNT de Kherrata avec ArcGIS	6
Figure I.8 : Recherche de la plus faible valeur voisine d'altitude.	6
Figure I.9 : Détermination des directions d'écoulement à partir du MNT avec ArcGIS.....	6
Figure I.10 : Calcul de l'accumulation de flux sur le MNT avec ArcGIS	7
Figure I.11. Calcul de la grille de flux d'eau à partir de l'accumulation avec ArcGIS	7
Figure I.12. Création d'une grille de segment de cours d'eau avec ArcGIS	8
Figure I.13 : la mise en forme de réseau hydrographique	8
Figure I.14 : la carte des reliefs de la commune de Kherrata avec ArcGIS	9
Figure I.15 : la carte des pentes de la commune de kherrata avec ArcGIS	10
Figure I.16 : Importation de la carte MNT de la commune de Kherrata	10
Figure I.17 : Changement de nombre et de couleurs des colonnes d'altitude.....	11
Figure I.18 : Délimitation des reliefs	11
Figure I.19 : Délimiter des pentes de la commune de kherrata	12
Figure I.20 : Changement de nombre et de couleurs des colonnes des pentes	12
Figure I.21 : Histogramme des moyennes mensuelles des précipitations	14
Figure I.22. Histogramme des températures mensuelles moyennes	15
Figure I.23 : Diagramme OMBRO-THERLIQUE	15

Figure I.24 : image satellite de barrage d'Ighil-Emda (source : Google Earth).....	17
Figure I.25. Schéma de réseau d'adduction de la commune Kherrata	18
Figure II.1 : Histogramme représentant l'évolution de la population de la Commune de kherrata	23
Figure II.2 : évolution de la consommation domestique moyenne de toute la commune de kherrata	26
Figure II. 3 : Bilan ressources-besoins	29
Figure II.4. Notre zone d'étude	30
Figure II.5 : Evolution de la population	32
Figure II.6 : Evolution de la consommation domestique moyenne de Nord-est de la Commune de kherrata	33
Figure II.7. Schéma de réseau d'adduction de notre zone d'étude	36
Figure III.1. : Exemple du réservoir surélevé	38
Figure III.2. : Exemple du réservoir enterré	37
Figure III.3. : Exemple du réservoir semi-enterré	39
Figure III.4. Exemple du réservoir sur le sol	39
Figure III.5. les équipements d'un réservoir	42
Figure III.6. Exemple la Méthode Graphique	43
Figure IV.1. Adduction gravitaire	67
Figure IV.2. Adduction par refoulement	67
Figure IV.3. Adduction mixte	68
Figure IV.4. Conduite en acier	69
Figure IV.5. Conduite en PEHD	70
Figure IV.6. Conduite en PVC	71
Figure IV.7. Conduite en fonte	72
Figure V.1. Pompe volumétrique alternatives	92
Figure V.2. Pompe volumétrique rotative	92

Figure V.3. Pompe centrifuges	93
Figure V.4. Constitution d'une pompe centrifuge	94
Figure V.5. Forme de l'aube (roue) des pompes centrifuges	94
Figure V. 6 : Courbes caractéristiques des pompes, de conduite et le point de fonctionnement.....	96
Figure V. 7 : Point de fonctionnement d'une pompe	97
Figure V. 8. L'effet de cavitation sur la pompe	100
Figure V.9 : Type d'Installation des pompes	101
Figure V. 10 : Graphe des courbes NPSH	101
Figure V. 11. Courbe caractéristique de la pompe 1	102
Figure V.12. Courbe caractéristique de la pompe 2	103
Figure V.13. Courbe caractéristique de la pompe 3	105
Figure V.14. Courbe caractéristique de la pompe 4	107
Figure V.15. Courbe caractéristique de la pompe 5	109
Figure V.16. Courbe caractéristique de la pompe 6	111
Figure VI.1. Corrosion externe	114
Figure VI.2. Corrosion interne	115
Figure VI.3. Soupape de décharge hydraulique	116
Figure VI.4. Réservoir anti-Bélier	117

Liste des Tableaux

Tableau I.1.Coordonnées de la station de référence	13
Tableau I.2. Répartition de la pluviométrie dans la station de référence	13
Tableau I.3. Répartition de la pluviométrie saisonnière	14
Tableau I.4 : Données relatives aux températures de la région de kherrata	14
Tableau II.1. Evolution de la population à différents horizons pour toute la commune de Kherrata	22
Tableau II. 2. dotation domestique par taille de l'agglomération	24
Tableau II.3. Détermination des besoins domestiques actuels et futurs de toute la commune de kherrata	25
Tableau II.4. Besoins des équipements de toute la commune de kherrata	27
Tableau II.5. Récapitulation des consommations totales de la commune kherrata.....	27
Tableau II.6. La consommation moyenne journalière majorée de toute la commune de kherrata	28
Tableau II.7. Consommation maximal journalière toute la commune de kherrata	28
Tableau II.8. Bilan ressources-besoins	29
Tableau II.9. Evolution de la population à différents horizons de notre zone d'étude	31
Tableau II.10. Détermination des besoins domestiques actuels et futur de notre zone d'étude	32
Tableau II.11. Besoins des équipements de notre zone d'étude	33
Tableau II.12. Récapitulation des consommations totales de notre zone d'étude	35
Tableau II.13. La consommation moyenne journalière majorée de notre zone d'étude.....	35
Tableau II.14. Consommation maximal journalière de notre zone d'étude.....	35
Tableau III.1. les caractéristiques du réservoir Tampon R1	46

TableauIII.2. Dimensionnement du réservoir Tampon R1	46
TableauIII.3. les caractéristiques du réservoir Afra R2	48
TableauIII.4. Dimensionnement du réservoir Afra R2	48
TableauIII.5. Les caractéristiques du réservoir Tala ouguillil R3	50
TableauIII.6. Dimensionnement du réservoir Tala ouguillil R3	50
TableauIII.7. Les caractéristiques du réservoir Elmenechar R4	52
TableauIII.8. Dimensionnement du réservoir Elmenchar R4	52
TableauIII.9. Les caractéristiques du réservoir Laafar R5	53
TableauIII.10. Dimensionnement du réservoir Laafar R5	54
TableauIII.11. Les caractéristiques du réservoir Sebouka el Manchar R6	55
TableauIII.12. Dimensionnement du réservoir Sebouka el Manchar R6	55
TableauIII.13. Les caractéristiques du réservoir existant Lemsala R7	57
TableauIII.14. Dimensionnement du réservoir existant lemsala R7	57
TableauIII.15. Les caractéristiques du réservoir Msiziara R8	59
TableauIII.16. Dimensionnement du réservoir projeté Msiziara R8	59
TableauIII.17. Les caractéristiques du réservoir Tighremt R9	60
TableauIII.18. Dimensionnement du réservoir Tighremt R9	61
TableauIII.19. Les caractéristiques du réservoir Bourzine R10	62
TableauIII.20. Dimensionnement du réservoir Bourzine R10	62
TableauIII.21. Les caractéristiques du réservoir Ouled laziz R11	64
TableauIII.22. Dimensionnement du réservoir Ouled laziz R11	64
TableauIII.23 Tableau récapitulatif de la capacité de stockage des réservoirs	66
Tableau IV.1. Calcul des pertes de charge totales du tronçon réservoir Ighil Alia–R2 Afra.....	78
Tableau IV.2. Calcul des pertes de charge totales du tronçon R4 Elmencher – R5 laafar.....	79

Tableau IV.3. Calcul des pertes de charge totales du tronçon R4 Elmencher – R6 Sebouka.....	80
Tableau IV.4. Calcul des pertes de charge totales du tronçon R7 projeté Lemsala – R8 Msiziara	81
Tableau IV.5. Calcul des pertes de charge totales du tronçon R9 Msizira – R9 Tighremt.....	82
Tableau IV.6. Calcul de la Hmt du tronçon station traitement_ R1 Ighil Alia.....	83
Tableau IV.7. Calcul des frais d’amortissement du tronçon station traitement-R1.....	83
Tableau IV.8. Calcul des frais d’exploitation du tronçon station traitement_ R1	83
Tableau IV.9. Calcul de bilan du tronçon station traitement_ R1	83
Tableau IV.10. Calcul de la Hmt du tronçon R2 Afra – R3 Tala ouguillil	84
Tableau IV.11. Calcul des frais d’amortissement du tronçon R2 Afra – R3 Tala ouguillil.....	84
Tableau IV.12. Calcul des frais d’exploitation du tronçon R2 Afra – R3 Tala ouguillil.....	84
Tableau IV.13. Calcul de bilan du tronçon R2 Afra – R3 Tala ouguillil	85
Tableau IV.14. Calcul de la Hmt du tronçon R3 Tala ouguillil – R4 Elmenchar	85
Tableau IV.15. Calcul des frais d’amortissement du tronçon R3 Tala ouguillil – R4	85
Tableau IV.16. Calcul des frais d’exploitation du tronçon R3 Tala ouguillil – R4	86
Tableau IV.17. Calcul de bilan du tronçon R3 Tala ouguillil – R4	86
Tableau IV.18. Calcul de la Hmt du tronçon R2 Afra – R7 et R8 Lemsala	86
Tableau IV.19. Calcul des frais d’amortissement du tronçon R2 Afra – R7 Lemsala.....	87
Tableau IV.20. Calcul des frais d’exploitation du tronçon R2 Afra – R7 Lemsala.....	87
Tableau IV.21. Calcul de bilan du tronçon R2 Afra – R7 Lemsala	87
Tableau IV.22. Calcul de la Hmt du tronçon R7 Lemsala – R10 Bourzine	88

Tableau IV.23. Calcul des frais d’amortissement du tronçon R7 Lemsala – R10 Bourzine.....	88
Tableau IV.24. Calcul des frais d’exploitation du tronçon R7 Lemsala – R10 Bourzine.....	88
Tableau IV.25. Calcul de bilan du tronçon R7 Lemsala – R10 Bourzine	88
Tableau IV.26. Calcul de la Hmt du tronçon R10 Bourzine – R11 ouled laziz	89
Tableau IV.27. Calcul des frais d’amortissement du tronçon R10 Bourzine – R11	89
Tableau IV.28. Calcul des frais d’exploitation du tronçon R10 Bourzine – R11	89
Tableau IV.29. Calcul de bilan du tronçon R10 Bourzine – R11	90
Tableau IV.30. Tableau récapitulatif des Tronçons	90
Tableau V.1. Classification des pompes centrifuges	93
Tableau V. 2 . Tension de vapeur d’eau pompée en fonction de la température	101
Tableau V. 3. Récapitulation des résultats	113
Tableau VI.1 valeur de coup de bélier pour tronçon ST – RV1	120
Tableau VI.2 valeur de coup de bélier pour tronçon R2– R3	121
Tableau VI.3 valeur de coup de bélier pour tronçon R3 – R4	121
Tableau VI.4 valeur de coup de bélier pour tronçon R2 – (R7 et R8)	122
Tableau VI.5 valeur de coup de bélier pour tronçon R8 – R11	122
Tableau VI.6 valeur de coup de bélier pour tronçon R11 – R12	123
Tableau VI.7 Tableau récapitulatif des résultats.....	123

Liste des symboles et abréviations

A : Amortissement annuel.

a : Célérité de l'onde (m/s).

A.C.L : Agglomération chef-lieu

ANRH : Agence nationale des ressources hydriques.

B : Valeur du coup de bélier (m).

BL : Le bilan (DA).

D : Diamètre de la conduite (m).

Dr : Diamètre du réservoir (m).

D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite (m)

D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (m).

D_{min} : Diamètre minimale du tuyau (m).

D_{max} : Diamètre maximale de la conduite (m).

D₁ : Diamètre donné par BONNIN (m).

D₂ : Diamètre donné par BRESS (m).

E : Énergie consommée par la pompe (KWh).

e : Épaisseur de la conduite (m).

e_u : Prix unitaire du KWh fixé par SONEGAS à (4.67 DA).

F_{exp} : Frais d'exploitation (DA).

F_{am} : Frais d'amortissement (DA).

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).

H_a : La hauteur d'aspiration (m).

H_r : La hauteur du réservoir (m).

H_{inc} : La hauteur d'incendie(m).

HMT : La hauteur manométrique totale (m).

H₀ : La pression absolue de la conduite (m)

h_v : Perte de charge engendrée par vannage (m).

i : Le taux d'intérêt.

J_v : Pertes de charge dans la vanne

K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

K_{max,h} : Coefficient de variation horaire maximale.

K_{max,j} : Coefficient de variation journalière maximale

L : Longueur de la conduite (m).

m : Coefficient de rognage.

N : La vitesse de rotation (tr/min).

N_i : Nombre d'habitants.

NPSH_d : La charge minimale disponible à l'aspiration.

NPSH_r : La charge nette minimale à l'aspiration.

n : Nombre d'année d'amortissement.

P : La puissance utile (KW).

P_a : La puissance absorbée par la pompe (KW).

P_n : La population à l'horizon d'étude.

P₀ : La population de l'année référence (2008).

PEHD : Polyéthylène haute densité.

PN : La pression nominale.

PDAU : plan directeur d'aménagement et d'urbanisme.

Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m³/s).

Q_{equi} : Besoins d'équipement (m³/j).

Q_{dom} : Besoins domestiques (m³/j).

Q_{maj,j} : Débit majoré journalier en (m³/j).

Q_{max,j} : Débit maximum journalier en (m³/j).

Q_{moy,h} : Débit moyen majoré horaire (m³/h).

Q_{max,h} : Débit maximum horaire (m³/h).

Dot : Dotation moyenne journalière (l/j.cons).

R : Réservoir.

Re : Le nombre de REYNOLDS.

R+max : Résidu maximum positif.

R-max : Résidu maximum négatif.

r : Le pourcentage de rognage (%).

RGPH : le recensement général de la population et de là l'habitat.

ST : La station de traitement.

T : Le temps de pompage par jour (t = 20h).

USGS : United States Geological Survey (service géologique des États-Unis)

V : La vitesse d'écoulement (m/s).

VT : Le volume total du réservoir (m³).

V_{min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.

V_{max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1.5 m/s.

V_{inc} : Le volume d'incendie (120 m³).

V₀ : Vitesse initiale d'écoulement (m/s).

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1.2 et 1.4.

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

η : Le rendement de la pompe (%).

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

λ : Coefficient de frottement de Darcy.

δ₀ : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

ρ : La masse volumique (kg/m³).

π : 3.14.

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne.

θ : l'angle d'ouverture de la vanne.

ΔH_t : La perte de charge totale (m).

ΔH_l : La perte de charge linéaire (m).

ΔH_s : La perte de charge singulière (m).

***Introduction
générale***

Introduction générale :

L'eau, c'est la source essentielle de la vie et du développement ; figure parmi les ressources naturelles les plus précieuses. Elle joue un rôle crucial dans le progrès social et économique. Ces derniers temps ; l'accès à l'eau potable est insuffisant, principalement en raison de la croissance démographique et de l'amélioration des conditions de vie.

Face à cette réalité, il devient indispensable de mettre en place des systèmes innovants pour l'approvisionnement et la gestion durable des ressources en eau, afin de répondre à une demande en eau.

Face à cette situation, cette étude porte sur la mise en place d'un système d'alimentation en eau potable au profit de la commune de Kherrata, dans la willaya de Bejaïa, à partir de barrage d'Ighil Emda. L'objectif est de répondre aux besoins actuels et futurs en eau potable des populations locales, tout en éliminant les déficits liés au manque d'eau dans cette région.

Ce travail est divisé sur six chapitres :

Dans le premier chapitre, nous allons commencer par aborder de divers aspects : géographiques, démographiques, topographiques, climatiques, hydrographiques et hydrauliques de la zone d'étude.

Dans le deuxième chapitre, nous procéderons à l'évaluation des besoins en eau des différentes catégories de consommateurs, et pour horizons 2025, 2035, 2045, 2055.

Dans le troisième chapitre, nous procéderons au dimensionnement des réservoirs de stockage de l'eau qui assureront la distribution et l'adduction vers les différents villages de la zone concernée par l'étude.

Par la suite, le quatrième chapitre présente le dimensionnement du réseau d'adduction d'eau potable de la zone d'étude, en combinant une approche technique et économique à partir des données de base (population, besoins en eau, topographie).

Par ailleurs, le cinquième chapitre porte sur le choix des pompes nécessaires pour le refoulement de l'eau avec le catalogue CAPRARI dans le cadre de notre projet. Le choix est réalisé en fonction des exigences hydrauliques du réseau.

Le sixième chapitre, porte sur la protection des conduites contre les deux phénomènes la corrosion et le coup de bélier.

A la fin nous terminons notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I :
Présentation de la
zone d'étude.

I.1. Introduction :

Dans le but de renforcement probable du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Kherrata (wilaya de Bejaia) à partir de barrage Ighil-Emda. Ce chapitre sera dédié à une étude détaillée de cette commune. Nous y aborderons de divers aspects : géographique, démographique, topographique, climatique, hydrographique et hydraulique de la zone d'étude.

I.2. Présentation de la zone d'étude :

I.2.1. Situation géographique

La commune de Kherrata (36°29'41" Nord et 5°16'50" Est) est située au sud-est de la wilaya de Bejaia. Elle se trouve dans une région montagneuse, sur la route nationale N° 09 reliant Bejaia à Sétif. Elle est distante de 60 km du chef-lieu et de 25 km de la mer méditerranée et à 320 km d'Alger, La superficie totale de la commune est de 9730 hectares. [1]

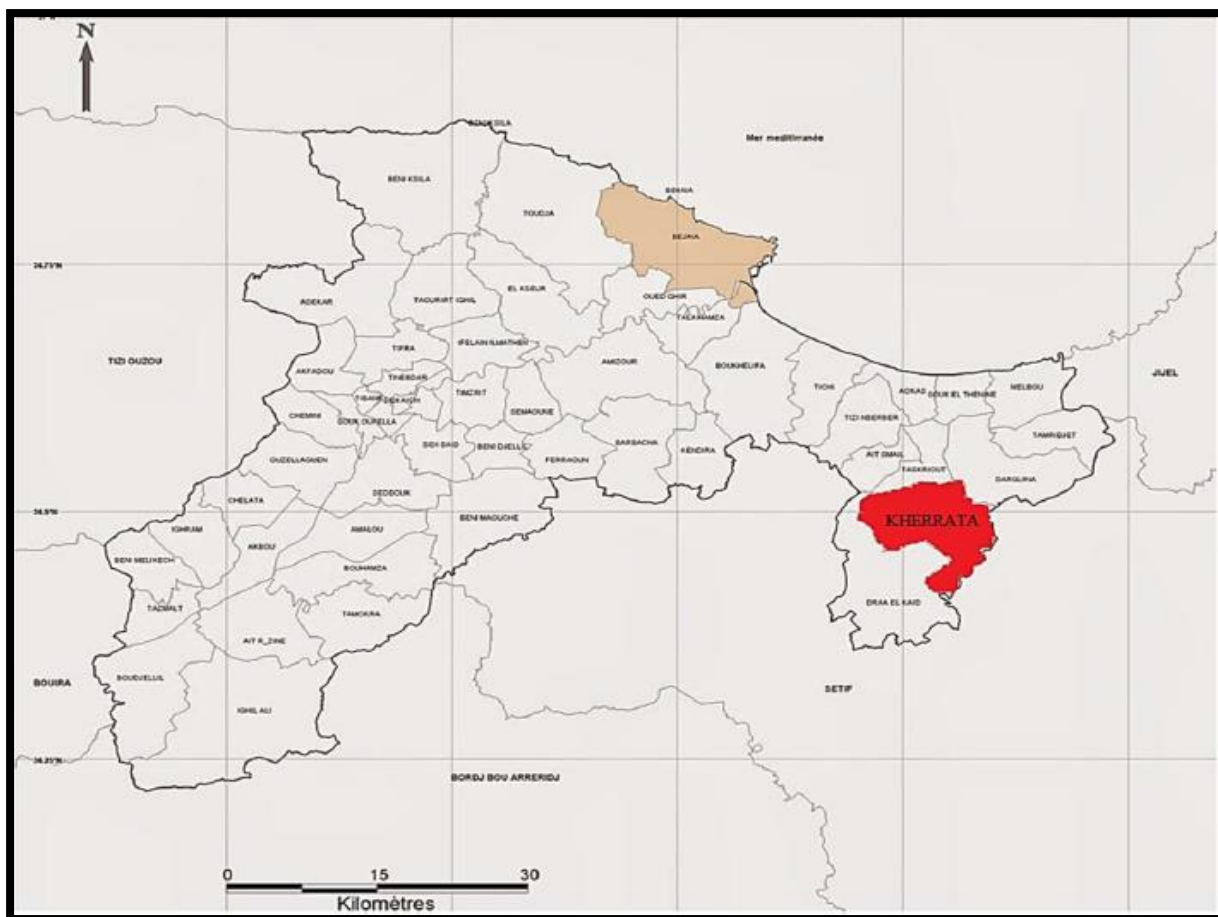


Figure I.1 : Localisation géographique de la commune de Kherrata (Source : Google maps)

La commune de Kherrata est administrativement délimitée comme suit :

- Au Nord, par les communes de Taskriout et Derguina, situées dans la wilaya de Bejaïa ;
- Au Sud, par la commune de Tizi N'Bachar, appartenant à la wilaya de Sétif ;
- A l'Est, par la commune de l'Oued El Bared, wilaya de Sétif ;
- A l'Ouest, par la commune de Draa-El-Gaid. situées dans la wilaya de Bejaïa.



Figure I.2 : Situation géographique de la commune de Kherrata

I.2.2. Réseau hydrographique

La commune de Kherrata fait à la partie ouest du bassin hydrographique des Côtiers Constantinois, qui s'étend sur une superficie totale de 2773 km² et couvre une partie des wilayas de Bejaïa, Jijel, Sétif et Mila.

Le sous-bassin de l'Oued Agrioun dans lequel se situe Kherrata, couvre une superficie de 449 km² au sein de la wilaya de Bejaïa, pour une superficie totale de 936 km². Grâce à son réseau hydrographique dense, il présente d'importantes potentialités en ressources hydriques.

C'est pourquoi le célèbre barrage d'Ighil-Emda a été construit en amont du cours de l'Oued Agrioun, il ya plusieurs années.

D'où la construction ancienne du fameux barrage d'Ighil-Emda en amont du cours d'eau d'Oued Agrioun. Le barrage de Ighil Emda collecte les apports de :

- **Oued El Berd** dont la totalité de son impluvium se situe dans la wilaya de Sétif.
- **Oued Atteba** dont l'impluvium est divisé en deux parties entre la wilaya de Bejaia et celle de Sétif.
- **Oued Embarek** dont l'impluvium se trouve au niveau de la wilaya de Sétif.

➤ **Création de la carte hydrographique de la commune de Kherrata :**

a. Définition du logiciel ArcGIS :

ArcGIS est un système d'information géographique (SIG) développé par Esri permettant la collecte, l'analyse, la gestion et la visualisation de données spatiales. Il offre une large gamme d'outils cartographiques et analytiques destinés à la compréhension des phénomènes géographiques.

Dans le domaine hydraulique et hydrologique, ArcGIS constitue un outil essentiel pour :

- Modéliser les réseaux hydrographiques (rivières, oued, bassins versants),
- Analyser le ruissellement, l'érosion, et les inondations à l'échelle d'un territoire,
- Cartographier les nappes phréatiques, les zones inondation et les systèmes d'adduction en eau potable,
- Evaluer l'impact des aménagements hydrauliques (barrages, retenues, drains) sur l'environnement,
- Planifier la gestion intégrée des ressources en eau, en tenant compte des contraintes spatiales et topographique.
- Grâce à sa capacité d'intégrer des données altimétriques, hydrométriques et météorologiques, ArcGIS facilite la prise de décision et la mise en œuvre de projets hydrauliques durable et efficaces.

Nous avons pu, à l'aide de cet outil, modéliser le réseau hydrographique de la commune de Kherrata.

Les étapes et le résultat de cette élaboration sont présentés comme suit :

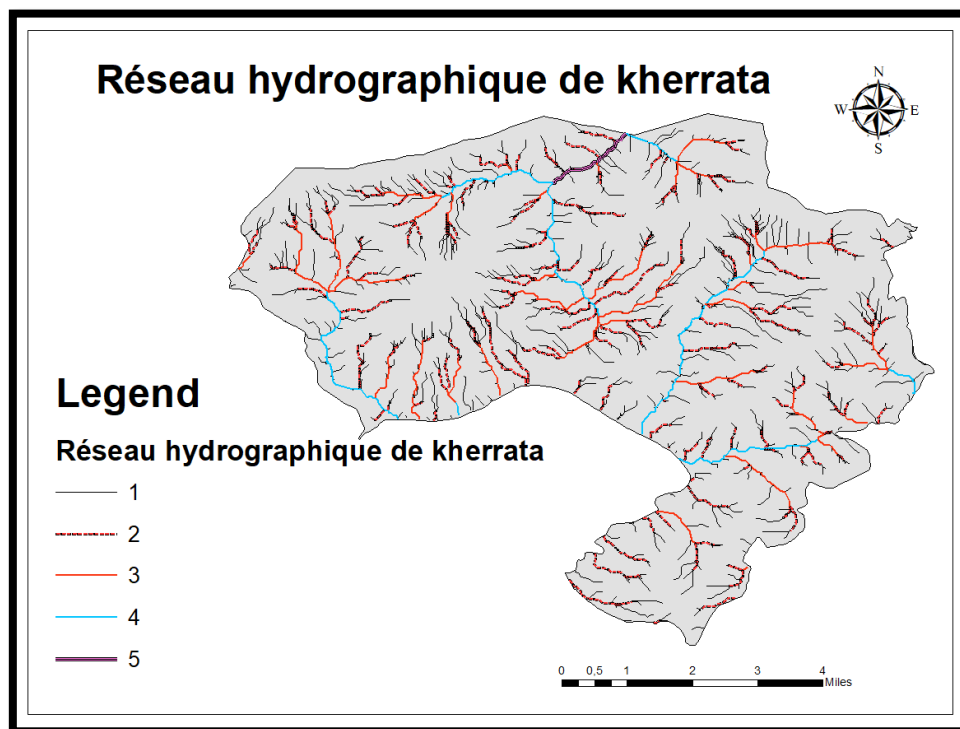


Figure I.3 : Présentation de réseau hydrographique avec ArcGIS

b. Les phases de réalisation de la carte du réseau hydrographique sous ArcGIS :

1. Télécharger un modèle Numérique de terrain (MNT) de Kherrata depuis la source USGS

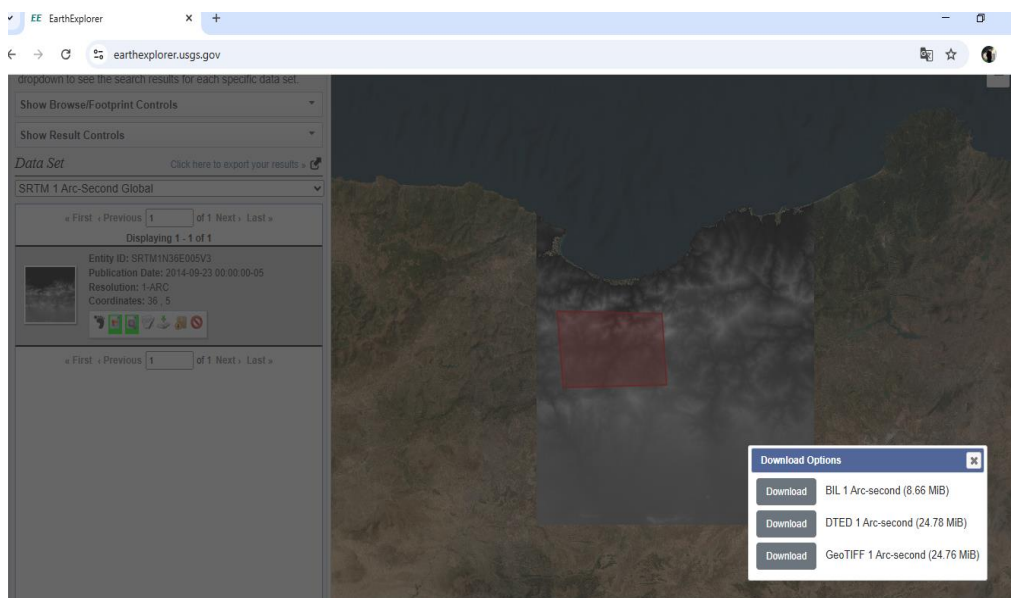


Figure I.4 : Téléchargement du modèle numérique de terrain (MNT) via L'USGS

2. Importer le fichier MNT dans Arc map : sélectionner le fichier MNT kherrata et le fichier de la carte des communes - Algérie

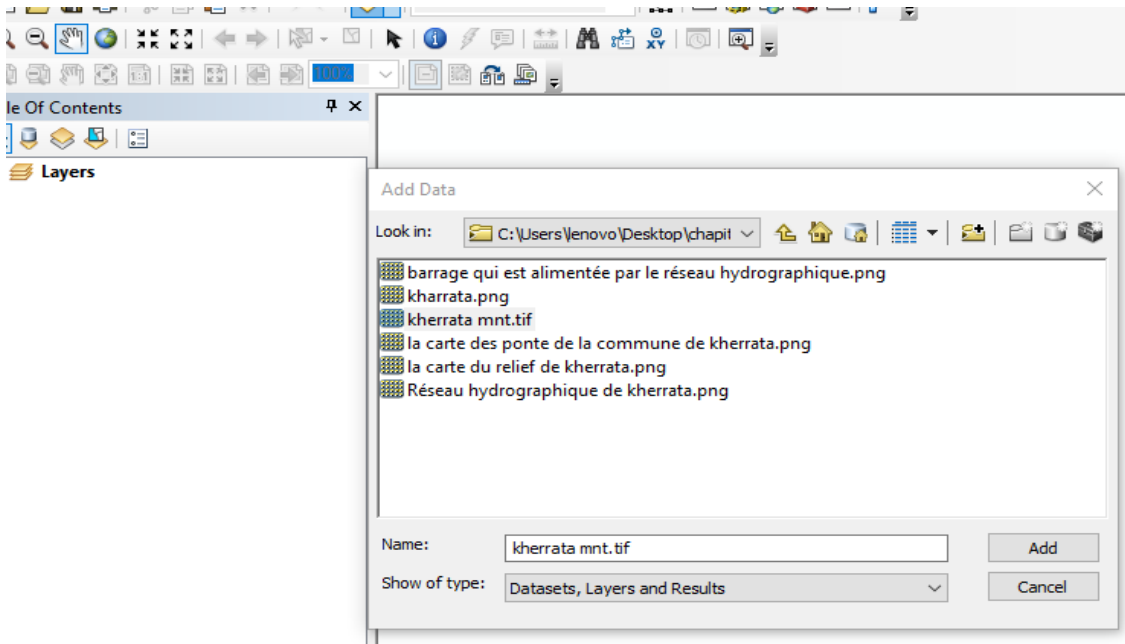
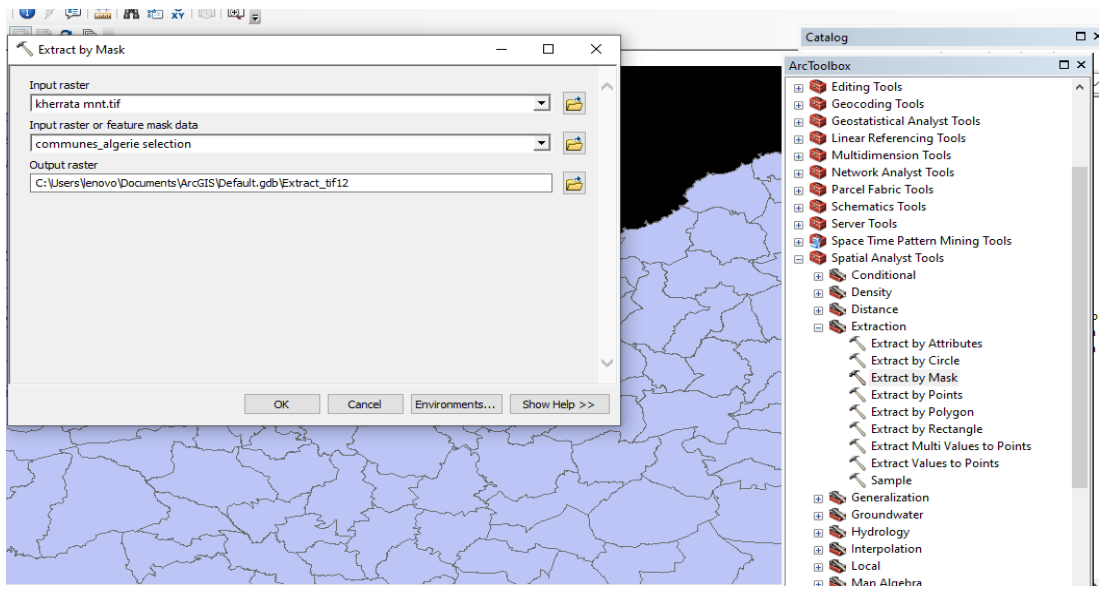


Figure I.5 : Importation du fichier MNT dans ArcGIS

3. Extraire la carte MNT de kherrata : ArcToolbox> Spatial analyst tools>Extraction > Extract by mask



FigureI.6 : Extraction de la carte MNT de Kherrata avec ArcGIS

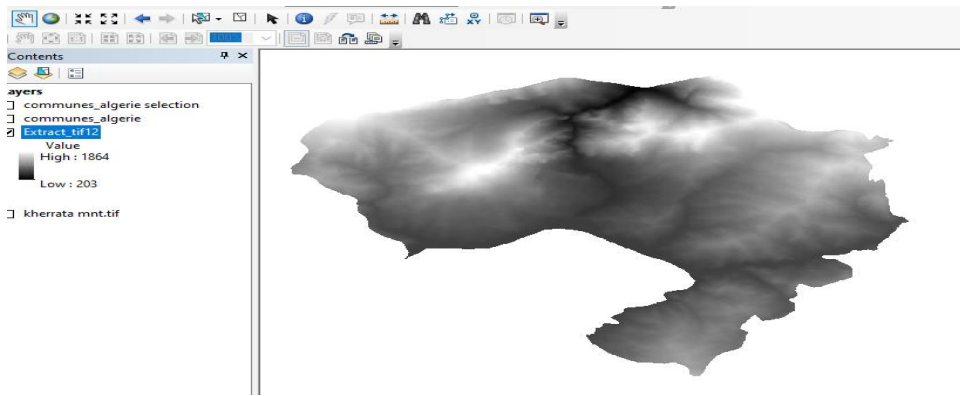


Figure I.7 : La carte MNT de Kherrata avec ArcGIS

4. Recherche de la plus faible valeur voisine d'altitude et l'utilise pour combler les dépressions : ArcToolbox> Spatial analyst tools> hydrology> fill

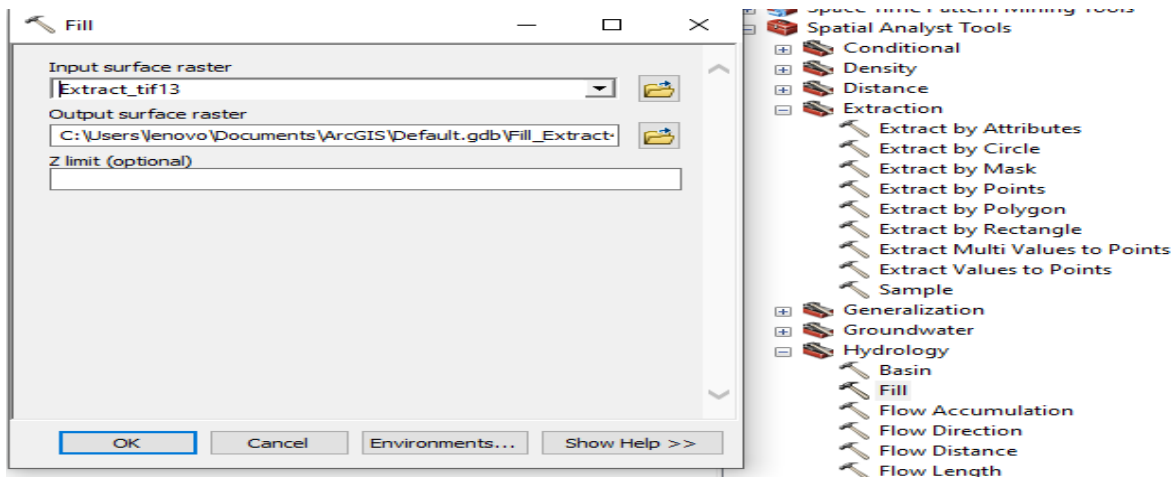


Figure I.8 : Recherche de la plus faible valeur voisine d'altitude.

5. Identifier les directions des cours d'eau dans la carte raster MNT Kherrata : ArcToolbox> Spatial analyst tools> hydrology>flow direction.

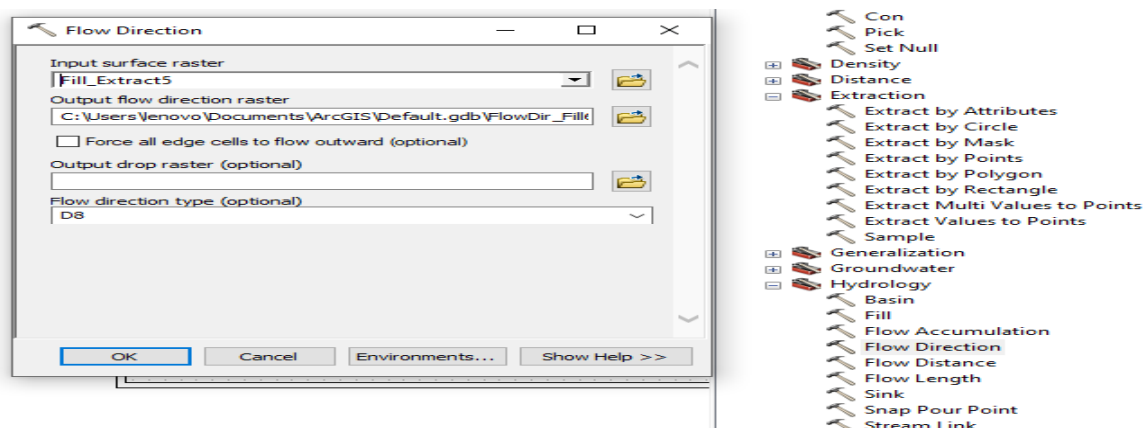


Figure I.9 : Détermination des directions d'écoulement à partir du MNT avec ArcGIS.

- Calculer pour chaque cellule la quantité d'eau accumulée : ArcToolbox> Spatial analyst tools> hydrology> flow accumulation

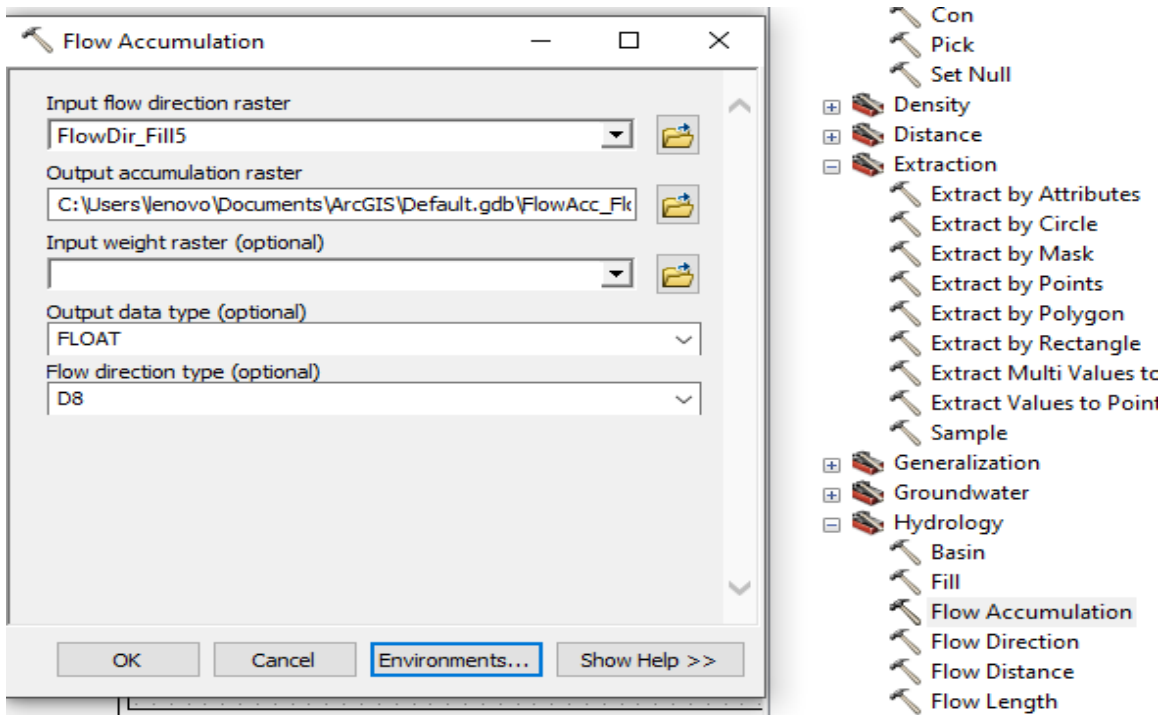


Figure I.10 : Calcul de l'accumulation de flux sur le MNT avec ArcGIS

- Calculer une grille de flux de l'eau sur la base de flow accumulation : ArcToolbox> Spatial analyst tools> hydrology>Conditional> Con

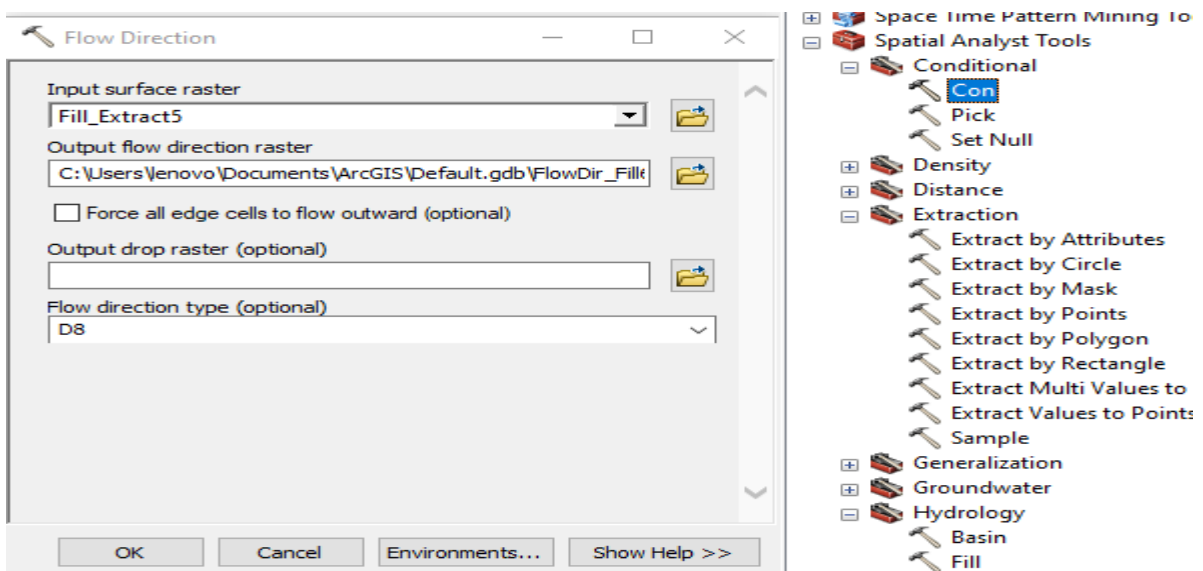


Figure I.11 : Calcul de la grille de flux d'eau à partir de l'accumulation avec ArcGIS

- Crée une grille de segment de cours d'eau : ArcToolbox> Spatial analyst tools> hydrology> Stream Order

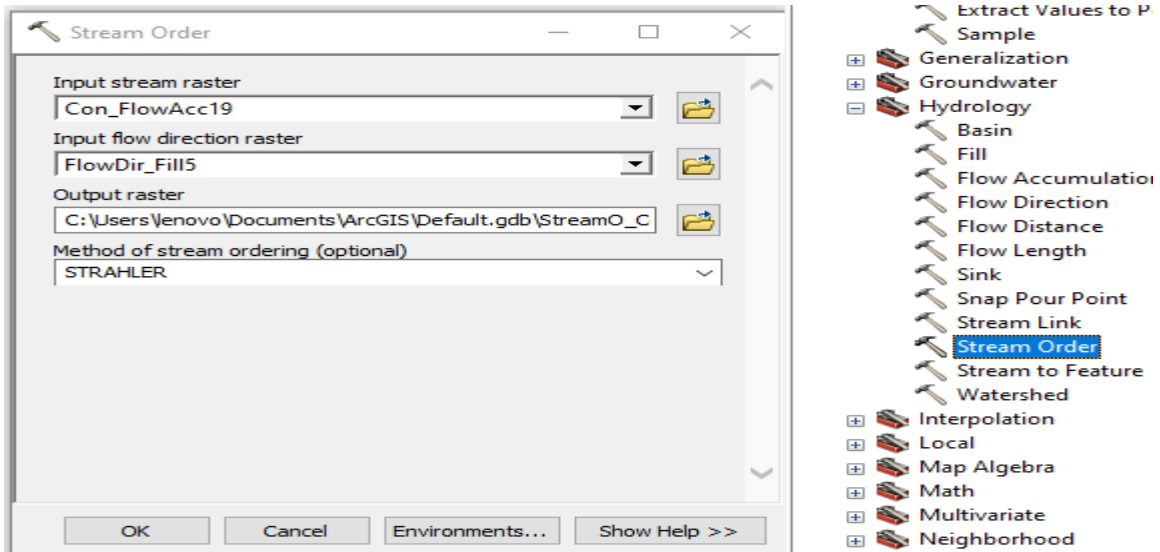


Figure I.12 : Création d'une grille de segment de cours d'eau avec ArcGIS

- La mise en forme et l'attribution des couleurs aux différents lignes du réseau hydrographique : ArcToolbox> conversion Tools> Forme Raster> Raster to Polyline

_Clic droit sur Raster Stream05> layer properties> Symbology

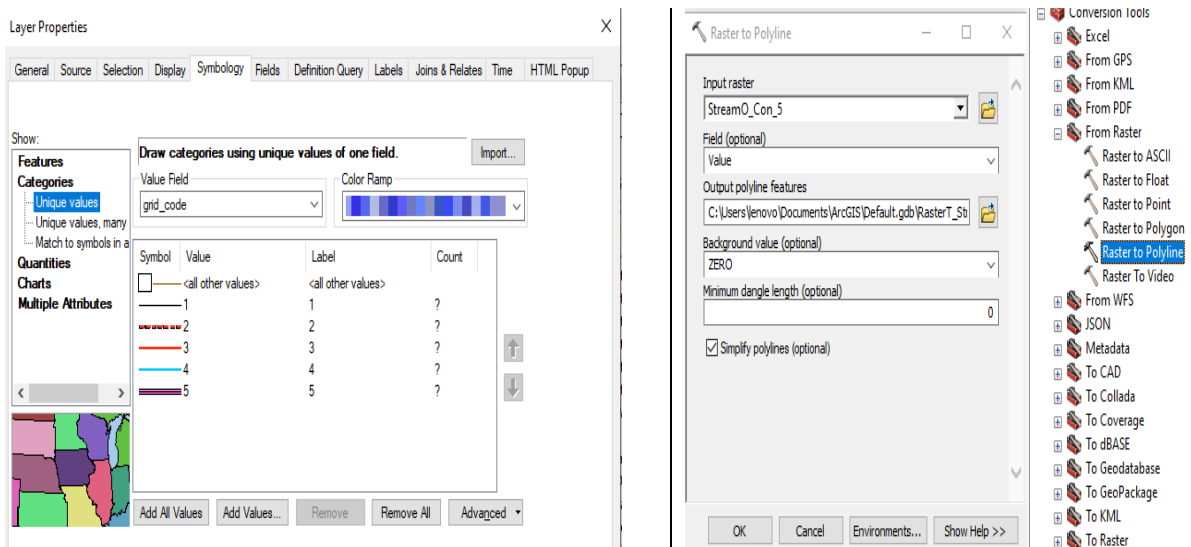


Figure I.13 : la mise en forme de réseau hydrographique

- La mise en page de la carte : view> layout view> insert

I.2.3. Topographie

Sur le plan topographique, Kherrata se caractérise par le relief montagneux, occupant la majeure partie de son agglomération. Le territoire de Kherrata est caractérisé par une amplitude altitudinale significative, allant de 300 mètres au niveau de l'oued Agroune (situé dans les gorges marquant la limite nord de la commune) jusqu'à 1896 mètres au Djebel Takoucht, point culminant de la région. L'altitude moyenne s'élève à environ 813 mètres. Les altitudes les plus élevées correspondent aux escarpements de la chaîne des Babors, qui dominent le paysage local. Cette variation de relief génère des pentes comprises entre 0 % et 71 %, les plus fortes déclivités étant localisées dans la partie nord de la commune.

Les principaux sommets sont listés comme :

- Djebel Takoucht 1896 m
- Adrar rais 1473 m
- Ighil Akorn 1215 m

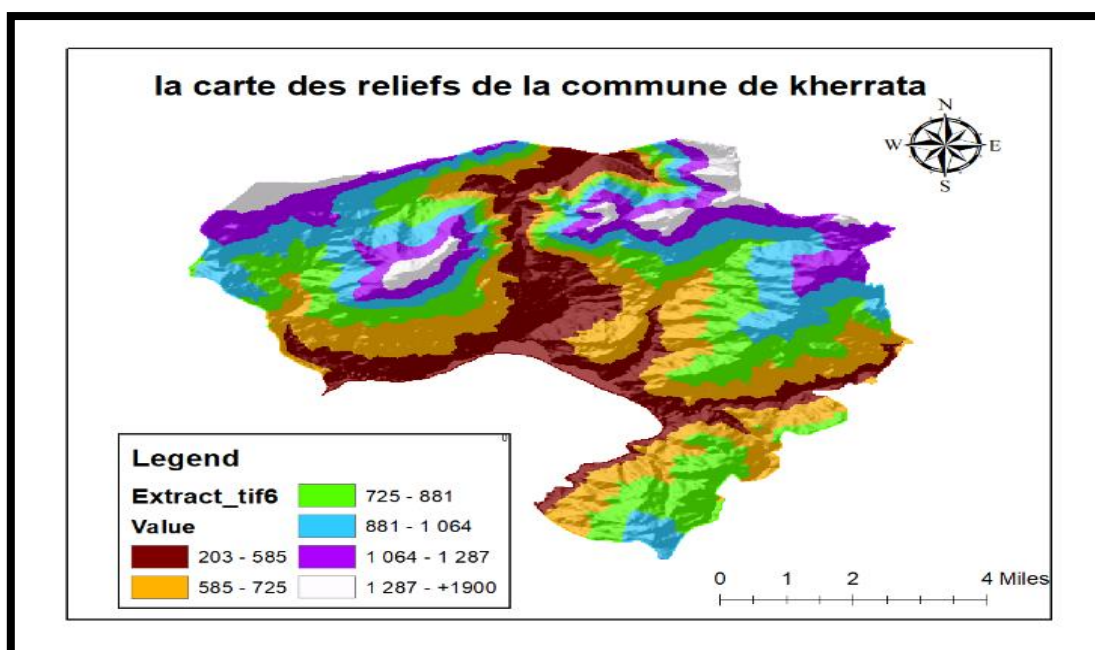


Figure I.14 : la carte des reliefs de la commune de Kherrata avec ArcGIS

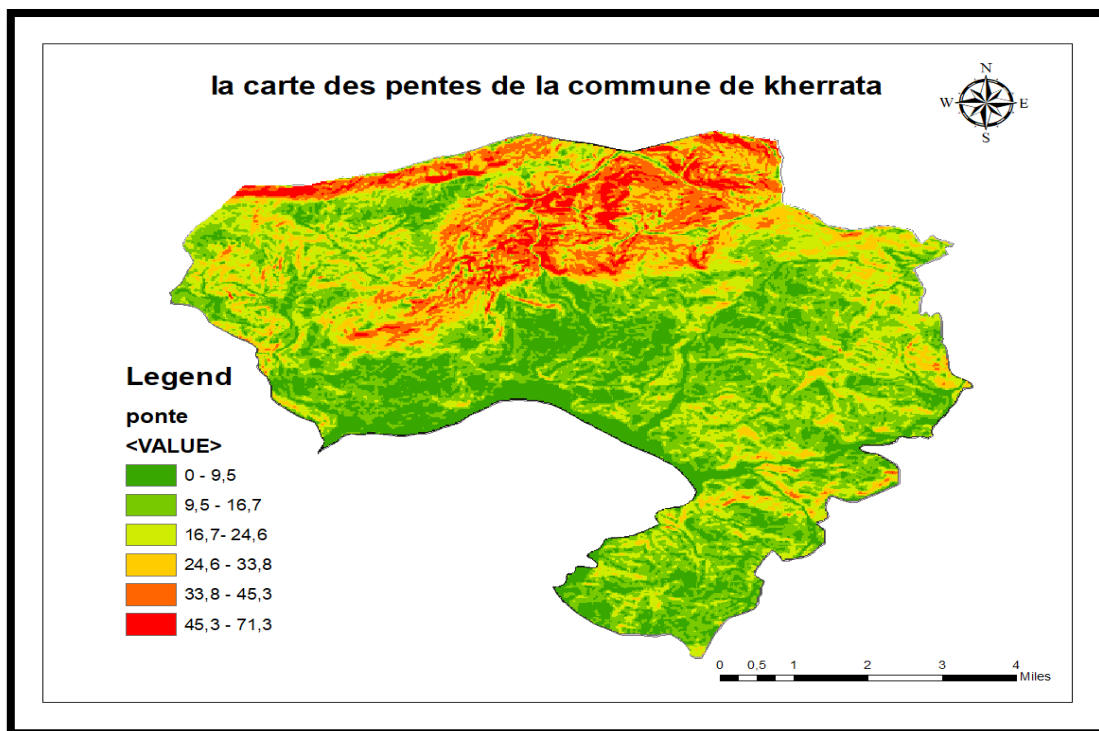


Figure I.15 : la carte des pentes de la commune de kherrata avec ArcGIS

➤ Les phases de création de la carte des altitudes de la commune de kherrata :

1. Importer la carte des MNT de la commune de Kherrata : clic sur open> carte MNT de Kherrata.

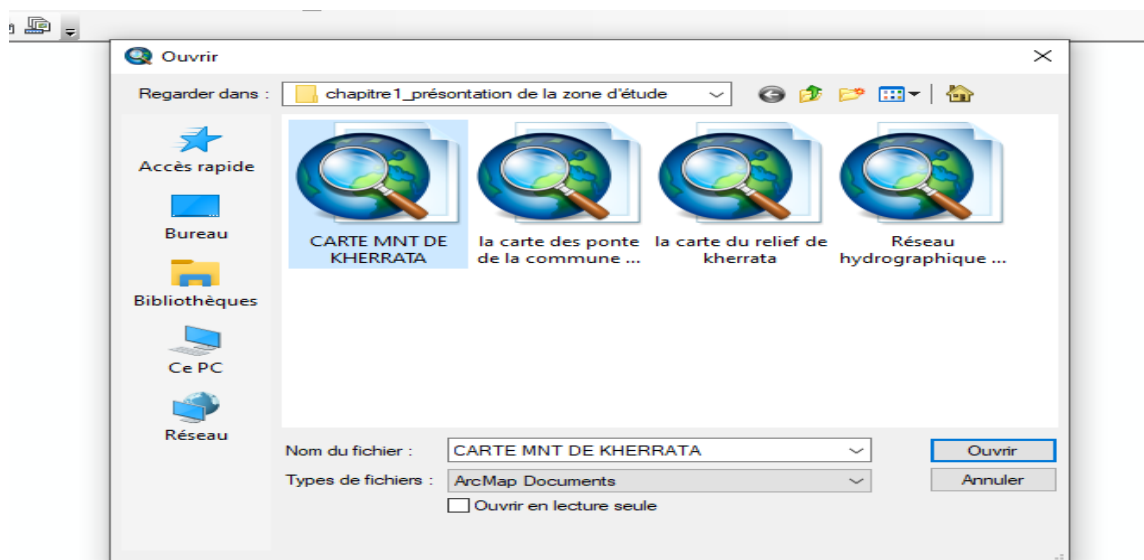


Figure I.16 : Importation de la carte MNT de la commune de kherrata

2. Changer le nombre de colonne d'altitude et les couleurs des colonnes : clic droit sur Extract_tif2> propriétés> symbology> classifie > classes

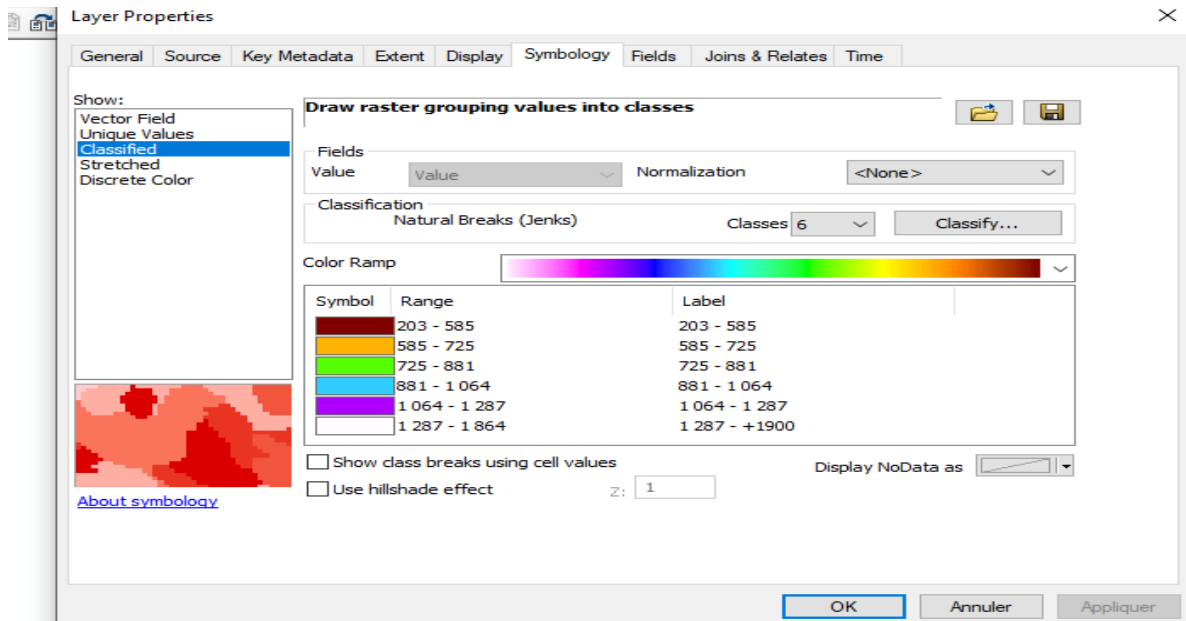


Figure I.17 : Changement de nombre et de couleurs des colonnes d'altitude

3. Délimiter les reliefs que nous avons suivie : ArcToolbox> Spatial analyst tools> Surface> Hillshade _ Clic droit sur Hillshade_extracted2> propriétés> Display> transparency

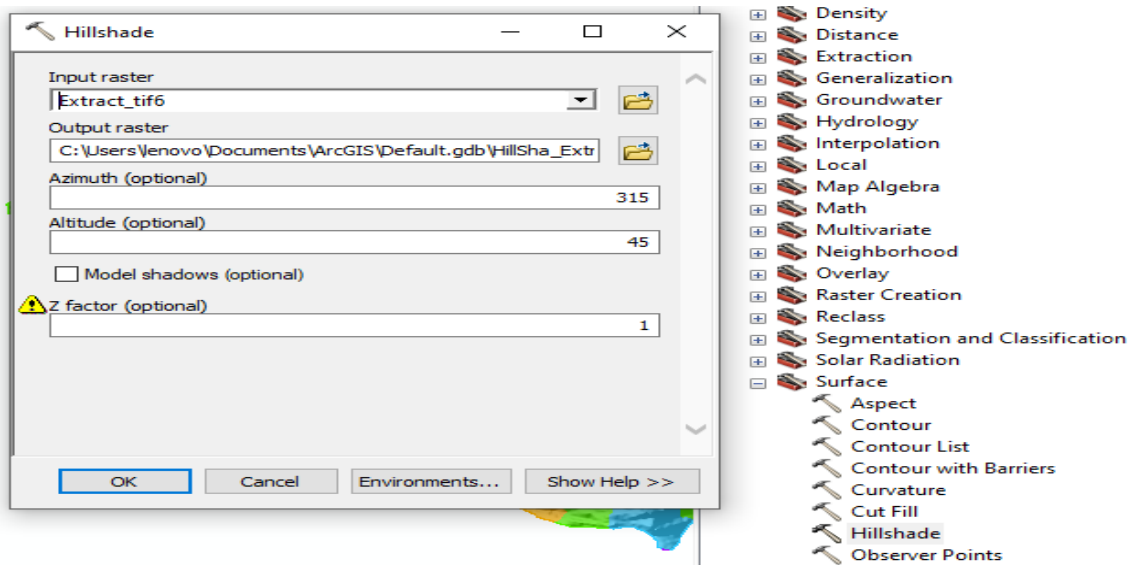


Figure I.18 : Délimitation des reliefs

4. La mise en page de la carte : view> layout view> insert

- **Les phases de création de la carte des pentes de la commune de kherrata :**
 1. Importer la carte des MNT de la commune de Kherrata : clic sur open > carte MNT de Kherrata
 2. Délimiter les Pentes de la commune de Kherrata : Arctoolbox> Spatial Analyst tools> Surface>Slope

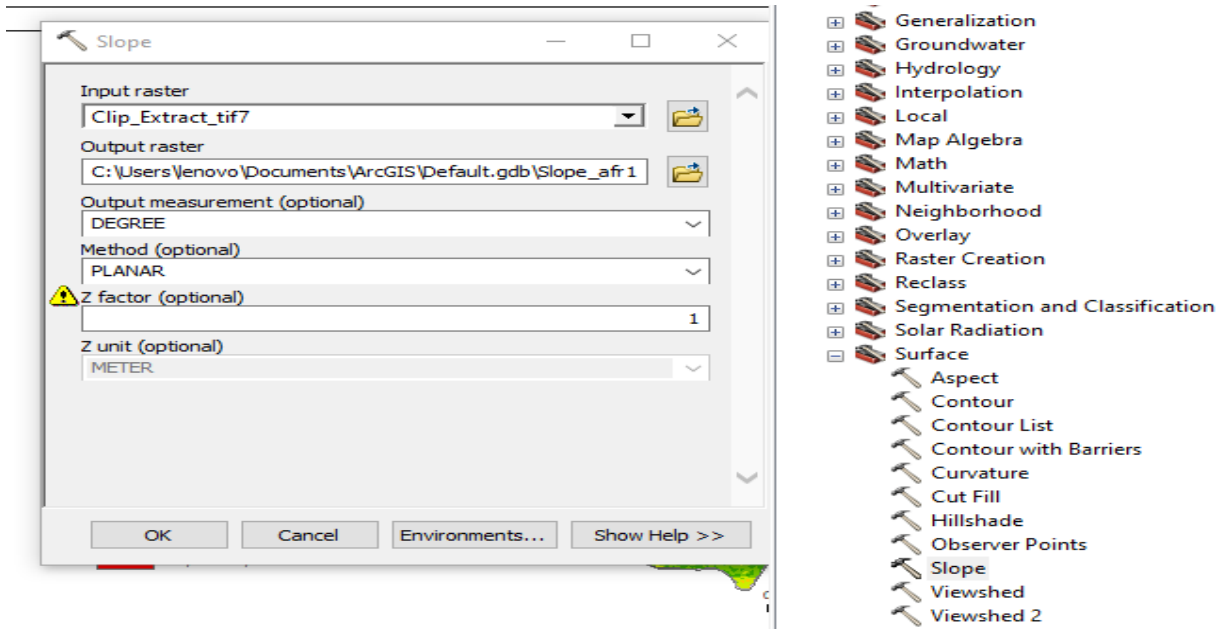


Figure I.19 : Délimiter des pentes de la commune de kherrata

3. Changer le nombre de colonne des Pentes et les couleurs des colonnes : clic droit sur pentes> propriétés> symbology> classifie > classes

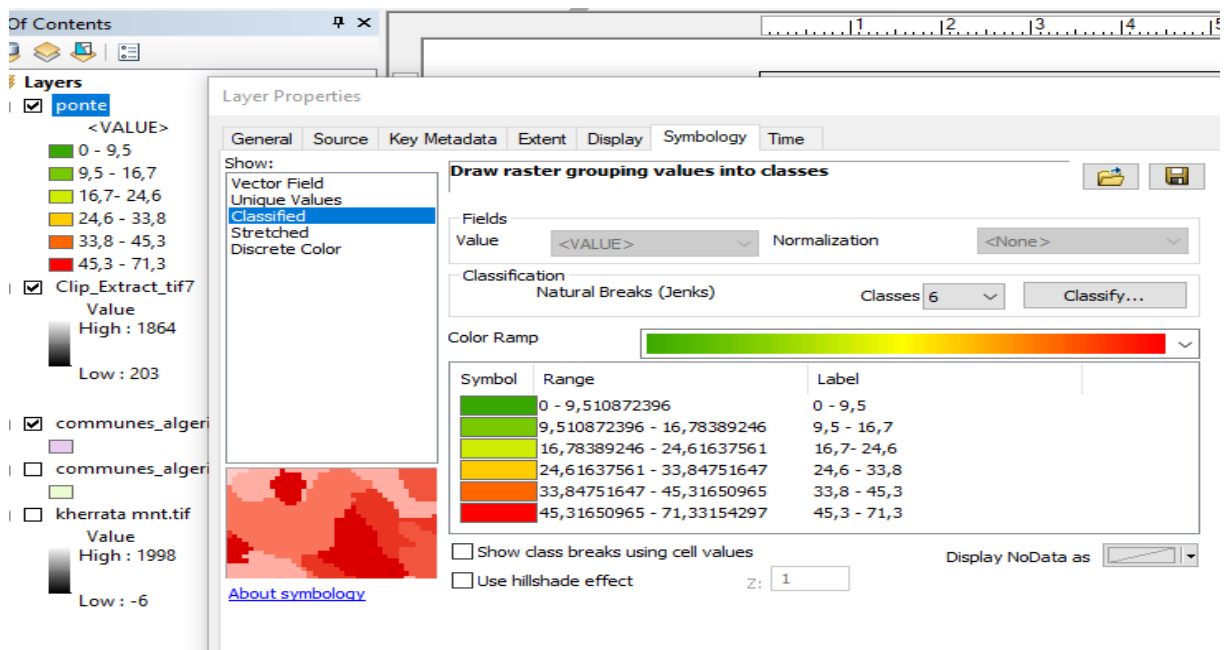


Figure I.20 : Changement de nombre et de couleurs des colonnes des pentes

4. La mise en page de la carte : view> layout view> insert

I.2.4. Situation géologique

La zone d'étude appartient au domaine tellien, caractérisé par une géologie complexe. Elle se trouve en zone sismique, ce qui nécessite des études de sol poussées pour tout ouvrage d'importance.

Concernant les inondations, le risque est lié principalement aux fortes précipitations, entraînant des ruissellements rapides en raison du relief accidenté. Un danger secondaire concerne possiblement rupture du barrage d'Ighil Emda, qui toucherait surtout les communes nordiques. A Kherrata, le risque d'inondation est accentué par l'accumulation des eaux dans des zones en cuvette, aggravée par un drainage insuffisant.

I.2.5 Situation climatique

I.2.5.1. Pluviométrie

La sélection des stations de référence pour l'analyse du climat repose sur leur représentativité et la disponibilité des données.

Pour l'étude des précipitations, nous avons exploité la série pluviométrique de la station d'Ain Roua, avec des données mensuelles couvrant la période 1981-2003 [2], afin de comparer les résultats pluie-température. Par ailleurs, la station du barrage d'Ighil Emda, disposant de données annuelles, a été utilisée par l'ANBT pour évaluer les apports du barrage sur la période 1964-2015.

STATION	Code	PERIODE D'OBSERVATION	X	Y	Z(m)
AIN ROUA	030205	1981-2003	723.08	339.95	1100

Tableau I.1.Coordonnées de la station de référence [2]

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANN
AIN ROUA (mm)	77.8	72.1	65.3	58.4	52.1	15.9	7.4	10.6	36.2	51.4	58.2	99	604.4

Tableau I.2 : Répartition de la pluviométrie dans la station de référence [3]

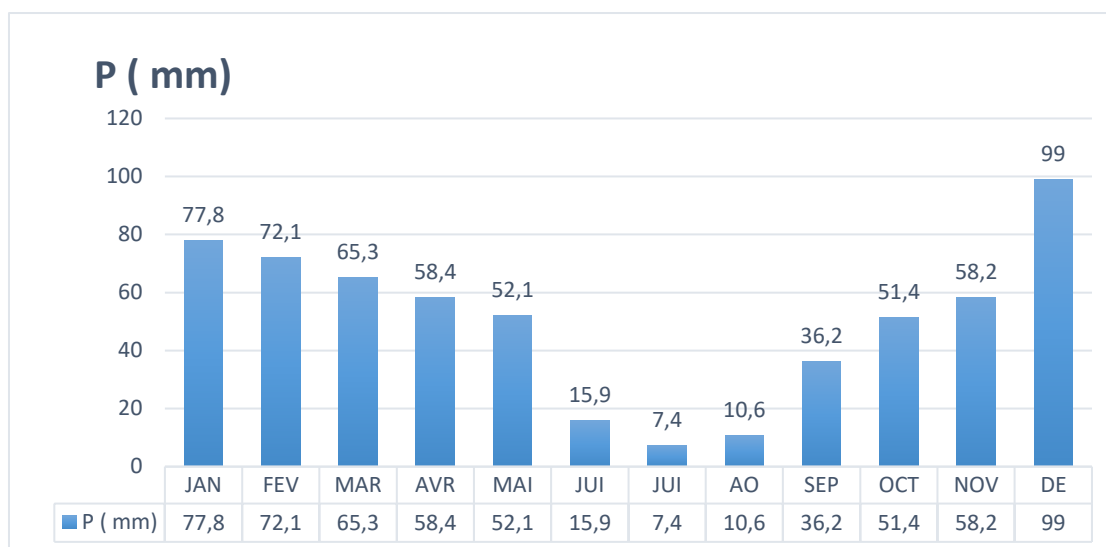


Figure I.21 : Histogramme des moyennes mensuelles des précipitations.

SAISON	AUTMNE	HIVER	PRINTEMPS	ETE	ANNUEL
AIN ROUA	145.8mm	248.9mm	175.8mm	33.9mm	604.4mm

Tableau I.3 : Répartition de la pluviométrie saisonnière [4]

- La répartition des précipitations varie en fonction des mois de l'année.
- Le mois de décembre est celui qui reçoit le plus de pluie, avec une quantité de **99mm**.
- Il y a une immense différence de pluviométrie entre la saison hivernale et la saison estivale, avec un écart atteignant **215mm**.

I.2.4.2. Température

Les données disponibles sur les températures mensuelles sont présentées dans le tableau I.4 et par la figure I.7 :

MOIS	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUI	AO	SEP	OCT	NOV	DE	MOY
Max	10,2	12,4	15,6	17,9	23,9	30,1	33,7	33,4	27,4	21,4	15,8	10,82	21,1
Min	2,5	2,7	5,3	7,1	12	17	20,1	20,1	16,1	11,8	6,7	3,2	10,4
Tmoy(c°)	6,4	7,6	10,5	12,5	18	23,6	26,9	26,8	21,8	16,6	11,3	7	15,7

Tableau I.4 : Températures de la région de Kherrata [3]

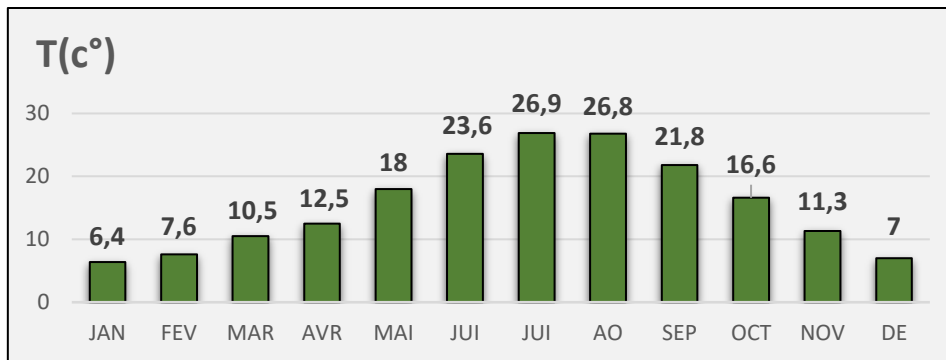


Figure I.22 : Histogramme des températures mensuelles moyennes

L'analyse des données recueillies permet de constater que :

- La température moyenne annuelle est de **15.7°C**.
- La moyenne mensuelle des minimas est observée en mois janvier, avec **6.4°C**.
- La moyenne mensuelle des maximas est enregistrée durant le mois de juillet avec une température de **26.9°C**.
- La température maximale enregistrée en été a atteint les **33.7°C**.
- La température minimale est de **2.5°C**, enregistrée en janvier.

❖ **DIAGRAMME OMBRO-THERMIQUE :**

Le diagramme OMBRO-THERMIQUE est un graphique climatique qui représente l'évolution mensuelle des températures et des précipitations dans une région donnée, il permet d'analyser le climat d'un lieu en mettant en évidence une période sèche (quand les précipitations sont faibles par rapport aux températures), et les périodes humide (quand les précipitations sont suffisantes ou abondantes).

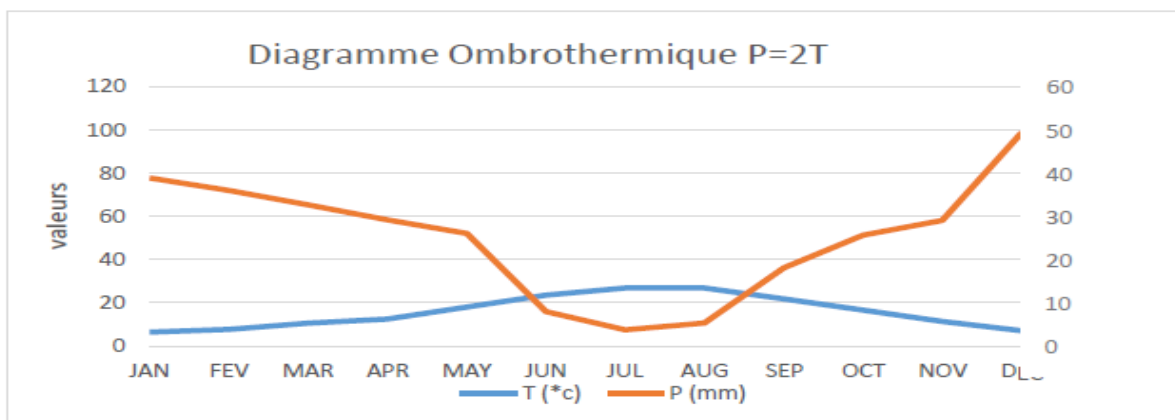


Figure I.23. Diagramme OMBRO-THERMIQUE

- La période sèche s'étale sur 03 mois du mois.

I.3. Situation hydraulique

I.3.1. Ressources en eau

- **Eaux souterraines**

Les forages, les sources et les puits constituent l'ensemble des eaux souterraines, totalisant un débit de 4.436 Hm³/an. La région est caractérisée par la présence de plusieurs fontaines publiques.

Le nombre de forages : sur le territoire de la Daïra de Kherrata se trouve 19 forages :

- 4 forages sont destinés à l'alimentation en eau potable (AEP), mobilisent un volume de 1100 m³/j ;
- 15 forages sont destinés à l'irrigation des terres de la Daïra, mobilisent un volume d'exploitation en 2012 de 0.0065 Hm³ ;
- Le débit des forages est de 45 l/s ;

La Daïra de Kherrata dispose de nombreuses sources, le nombre est de l'ordre de 6696, elles sont destinées essentiellement à l'alimentation en eau potable, et à l'irrigation avec une superficie agricole de 60 ha. [3]

- **Eaux superficielles**

Le barrage d'Ighil Emda est un ouvrage hydraulique situé sur l'oued Agrioun, à environ 2 kilomètres au sud de la ville de Kherrata, dans la wilaya de Béjaïa, en Algérie. Construit en 1945 à Kherrata sur l'Oued Agrioun avec une capacité initiale de stockage de 154 Hm³ et une capacité actuelle de 104 Hm³.

Alimentation en eau potable : il fournit environ 912 500 m³ /an (100 l/s) (3000 m³ /j). À la ville de Draâ El Kaïd et transfère 122 hm³/an vers le barrage de Mahouane, contribuant ainsi à l'approvisionnement en eau de 12 villes de la wilaya de Sétif avec 6 m³/s.

Transfert du barrage Ighil Emda vers le barrage Mouane à Setif avec une conduite de diamètre de 1800 mm avec un débit de 06 m³/s est en projet.

Le barrage est de caractéristiques techniques :

- Type de barrage : remblai en enrochement avec masque amont en béton.
- Hauteur : 75 mètres.
- Longueur de la crête : 710 mètres.
- Capacité de retenue : 156 millions de mètres cubes.
- Production hydroélectrique : le barrage alimente deux centrales hydroélectriques, l'une à Ighil Emda avec une puissance installée de 24 MW, et l'autre à Darguina avec 71,5 MW.[1]

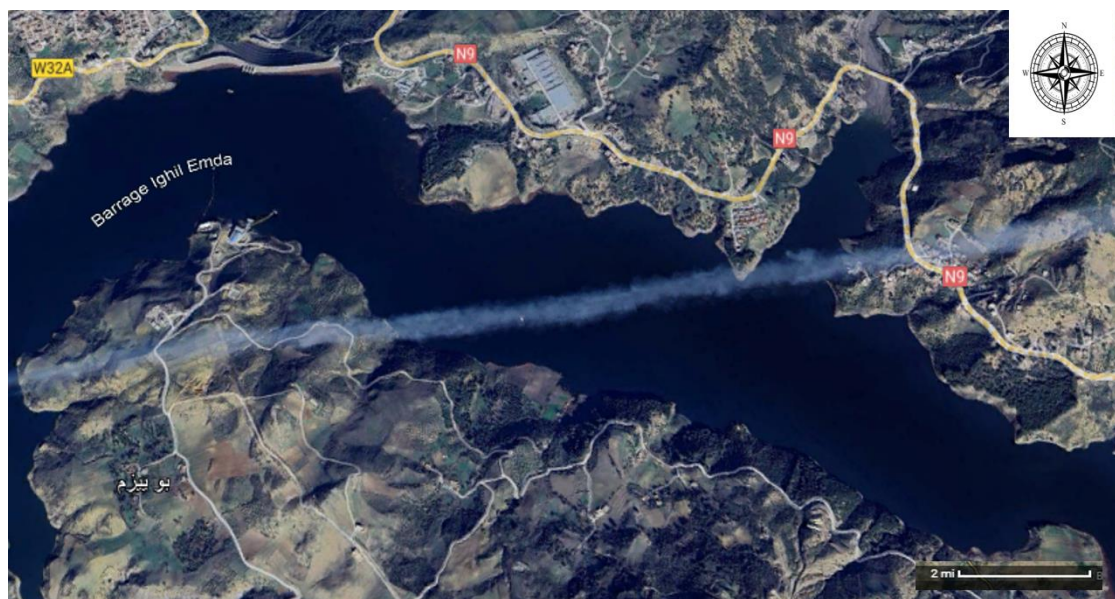


Figure I.24 : image satellite du barrage d'Ighil-Emda (source : Google Earth).

I.3.2. RESEAU D'ADDUCTION

La commune de Kherrata est alimentée par des sources, des forages et des puits. L'eau est stockée dans les réservoirs d'une capacité totale de 6550 m³. Environ 85% de la population est raccordée au réseau. La consommation moyenne est de 110 litres par habitant et par jour en zone urbaine, et de 90 litres en zone rurale. Le réseau d'adduction s'étend sur environ 42 Km, avec un taux de perte d'eau estimé à 20%.

Le réseau de distribution est généralement de type ramifié, il s'étale sur une longueur de 90 km, avec un taux de perte de 25 %. [3]

I.3.3. Réseau d'assainissement

Le réseau d'assainissement de la commune de Kherrata est de type séparatif, ce qui signifie que les eaux usées et les eaux pluviales sont collectées dans des conduites indépendantes. Cependant, ce réseau présente plusieurs insuffisances :

Les eaux usées sont déversées directement dans les cours d'eau existants sans aucune épuration préalable, ce qui représente un risque environnemental important.

Le volume des eaux usées estimé à 1 282 880 m³/an, ce qui montre l'ampleur des rejets non traités.

Le réseau d'assainissement s'étend sur 39 km, ce qui témoigne d'une certaine couverture. [3]

I.4.Situation démographique

D'après recensement général de la population et de l'habitat (2008), le volume de population est estimé à 35596 habitants au niveau de la commune de Kherrata avec une densité moyenne de 359 habitants /Km².

- L'agglomération chef-lieu détient environ 67% de la population communale, 11% dans les agglomérations secondaires.
- Le volume de population éparsée vient en seconde position, il représente environ 21% qui sont répartis à travers plusieurs hameaux et lieux dits.
- D'après le service technique de l'APC de Kherrata, le taux d'accroissement au niveau de la commune de Kherrata est de **1.20%**. [5]

I.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons analysé notre zone d'étude (Nord-Est de Kherrata) sous divers aspects. Les informations recueillies constituent une base essentielle pour la réalisation de notre travail, qui vise à renforcer le réseau d'alimentation en eau potable dans la région de Kherrata. L'objectif est d'apporter des solutions et surmonter les obstacles d'approvisionnement en eau potable de cette zone d'étude.

Chapitre II :
Estimation des besoins
en eau

II.1. Introduction :

Ce chapitre porte sur l'estimation des besoins en eau potable, une étape clé pour dimensionner les infrastructures d'approvisionnement. Nous examinerons dans ce chapitre les facteurs influençant la consommation, comme la démographie et les usages, nous présenterons également les méthodes de calcul permettant d'évaluer la demande en eau. Cette analyse vise à fournir des prévisions fiables afin d'assurer une gestion efficace, et afin de déterminer le déficit à combler.

II.2. Estimation des besoins en eaux :

L'estimation des besoins en eau dans une ville est une étape qui repose sur l'analyse de plusieurs paramètres, tels que l'évolution démographique, le niveau de vie de la population, l'utilisation publique, le niveau d'équipement en installation sanitaires, les activités économiques, industriels et commerciaux, etc.

II.2.1. Usage domestique :

L'usage domestique de l'eau représente une part importante de la consommation totale en milieu urbain. Il comprend principalement l'eau utilisée pour la boisson, la cuisine, l'hygiène, le lavage du linge et de la vaisselle, ainsi que le nettoyage des habitations, et l'arrosage, etc.

La consommation domestique est rapportée au nombre d'habitant, donc exprimée en (litre par jour par habitant l/j/hab.). La demande en eau, dans ce cas, peut être évaluée en estimant la population à desservir pour différents horizons.

II.2.2. Usage public :

L'usage public de l'eau regroupe l'ensemble des consommations non domestiques mais indispensables à la vie urbaine. Il inclut l'alimentation en eau des établissements d'enseignement, infrastructures de santé, structures touristiques (écoles, hôpitaux, cliniques administrations, les hôtels, théâtres, musées, centres sportifs, l'entretien des espaces verts, le nettoyage des voiries, l'arrosage des jardins publics, etc. L'estimation de ces besoins en eau pour les usages publics et collectifs doit donc prendre en compte l'ensemble de ces infrastructures présentes sur le territoire de l'agglomération.

II.2.3. Usage agricole :

L'usage agricole de l'eau représente une part importante de la consommation en milieu rural et périurbain, notamment pour l'irrigation des cultures et on distingue aussi le besoins cheptels (élevage). L'irrigation est le principal poste de consommation, permettant d'assurer le rendement des cultures face aux variations climatiques et aux périodes de sécheresse.

II.2.4. Usage industriel :

L'utilisation de l'eau dans le secteur industriel est très variable, ce qui complique son estimation avec précision. La demande en eau dépend du type d'industrie, mais aussi des procédés et techniques utilisées, Cependant, l'optimisation des processus, ainsi que le recours à la réutilisation et au recyclage de l'eau, permettent de réduire considérablement la consommation et de limiter l'impact sur les ressources hydriques.

II.3. Situation démographique et son évolution :

Pour la détermination du nombre d'habitants à différents horizons de l'aire d'étude, il a été procédé à l'application de la relation des intérêts composés, qui s'écrit comme suit :

$$P_n = P_0 (1+T)^{n_i} \quad (II.1) \quad [6]$$

Avec : P_n : population future à l'horizon considéré.

P_0 : Population de l'année de référence.

T : Taux d'accroissement exprimé en %.

n_i : nombre d'année sépare l'horizon considéré de l'année de référence.

D'après les renseignements fournis par le Plan Directeur d'Aménagement et de l'Urbanisme, le taux d'accroissement démographique de la zone d'étude est estimé à 1.2%.

Les horizons de calcul considérés sont :

- Actuel : 2025(n=17) ;
- À Court terme : 2035(n=27) ;
- À Moyen terme : 2045 (n=37) ;
- À Long terme : 2055 (n=47) ;

Pour toute la commune de Kherrata : Le tableau II.1, ci-après regroupe la population calculée à différents horizons (actuel, moyen et long terme).

Tableau II.1 : Evolution de la population à différents horizons pour toute la commune de Kherrata.

Agglomération		Population (2008)	Population (2025)	Population (2035)	Population (2045)	Population (2055)
Kherrata centre	Kherrata chef-lieu	9029	11059	12460	14038	15817
	Cité 75log	1800	2205	2484	2799	3153
	Cité EPLF	763	935	1053	1186	1337
Djermouna	Tiaawininte	2367	2899	3266	3680	4147
	Akharoub	1841	2255	2541	2862	3225
	Ighil N'Daher	1421	1740	1961	2209	2489
	Ighil Imelien	918	1124	1267	1427	1608
	Tazaaroute	865	1059	1194	1345	1515
	Khachkheche	833	1020	1150	1295	1459
	Tala N'Tegra	780	955	1076	1213	1366
	Angouri	713	873	984	1109	1249
	Bougazrar	532	652	734	827	932
	Bradma	412	505	569	641	722
	Boukardjough	116	142	160	180	203
	Ahfir	65	80	90	101	114
Beni Meraai	Afra	2818	3452	3889	4381	4937
	El Mencharo spouka	1879	2301	2593	2921	3292
	Ouled laaziz	1041	1275	1437	1619	1824
	Ahmam	930	1139	1283	1446	1629
	Tigramet	859	1052	1185	1336	1505
	Tala Oudradji	741	908	1023	1152	1298
	Bouchartiwat	497	609	686	773	871
	Khachat	436	534	602	678	764
	Iaafar	311	381	429	484	545
Kalaoune	Tabiat	2158	2643	2978	3355	3780
	Boussada	582	713	803	905	1020
	Marwaha	477	584	658	742	836
	Balouta	412	505	569	641	722
Total		35596	43598	49122	55345	62357

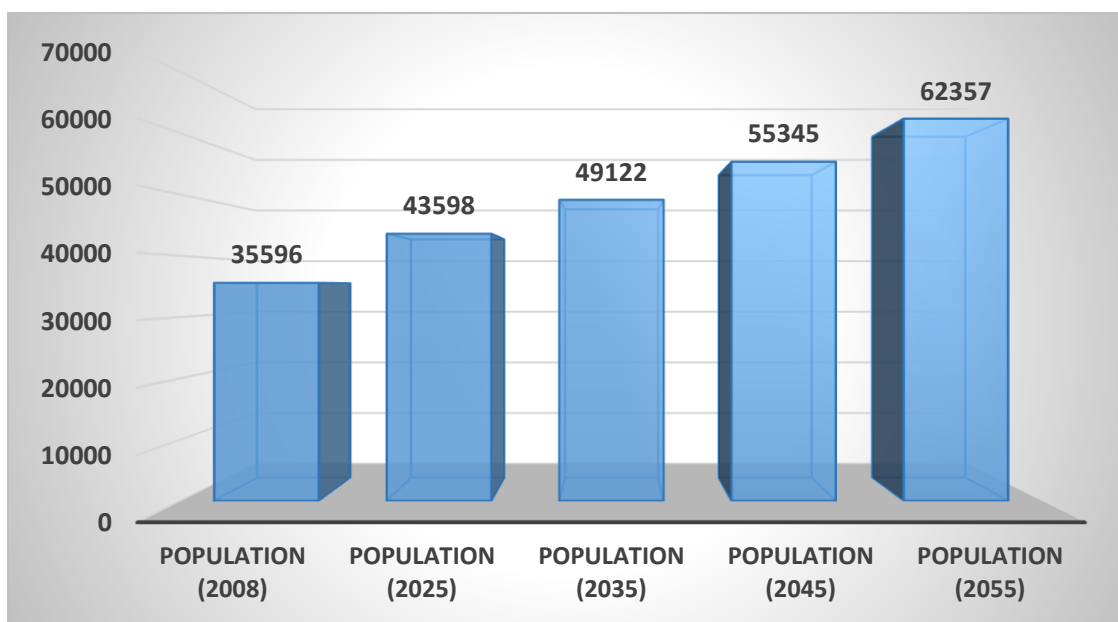


Figure II.1 : Histogramme de l'évolution de la population de la commune de Kherrata

II.4. Estimation des besoins en eau de la population :

II.4.1. Normes de consommation (dotation) :

Le choix de la norme de consommation dépend des, à savoir :

- Le niveau de vie de la population,
- Le climat de la région,
- La disponibilité des ressources,
- Les habitudes socioculturelles de la population,
- Le caractère et l'importance de la zone à alimenter (urbaine ou rurale ou industrielle, petite ville ou grande ville...) ;
- La tarification.

Tableau II. 2 : Dotation domestique par taille de l'agglomération [7]

Population	Dotation (L/j/hab)
P < 2000	125
2000 < P < 20.000	150 - 200
20.000 < P < 100.000	200 - 300
P > 100.000	300 - 400

L'aire d'étude étant semi urbaine, la dotation journalière est estimée entre 150 et 200 l/hab (2000 < P < 20.000). Pour le dimensionnement du réseau en tenant compte du développement en cours et des investissements dans la commune :

- Actuel : 2025(n=17) ; en prendre la dotation = 150 l/j/hab.
- À Court terme : 2035(n=27) ; en prendre la dotation = 150 l/j/hab.
- À Moyen terme : 2045 (n=37) ; en prendre la dotation = 180 l/j/hab.
- À Long terme : 2055 (n=47) ; en prendre la dotation = 200 l/j/hab.

II.4.2. Détermination de la consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \sum \frac{q_i \times N_i}{1000} \quad (II.2) \quad [6]$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière en (m^3/j) ;
- q_i : Dotation moyenne journalière pour chaque catégorie de consommation ($l/j/ usager$) ;
- N_i : Nombre d'usager pour chaque catégorie de consommation.

II.5. Estimation des différents types de besoins :

II.5.1. Besoins domestiques actuels (2025) et future (2035,2045 et 2055) :

❖ Pour toute la commune de Kherrata :

Les besoins domestiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : Détermination des besoins domestiques actuels et futur de la Commune de kherrata.

Agglomération		Qmoy.j 2008 (m^3/j)	Qmoy.j 2025 (m^3/j)	Qmoy.j 2035 (m^3/j)	Qmoy.j 2045 (m^3/j)	Qmoy.j 2055 (m^3/j)
Kherrata centre	Kherrata chef-lieu	1354,35	1658,82	1868,98	2526,92	3163,40
	Cité 75log	270,00	330,70	372,60	503,76	630,65
	Cité EPLF	114,45	140,18	157,94	213,54	267,32
Djermouna	Tiaawininte	355,05	434,87	489,96	662,44	829,30
	Akharoub	276,15	338,23	381,08	515,23	645,01

	Ighil N'Daher	213,15	261,07	294,14	397,69	497,86
	Ighil Imelien	137,70	168,66	190,02	256,92	321,63
	Tazaaroute	129,75	158,92	179,05	242,08	303,06
	Khachkheche	124,95	153,04	172,43	233,13	291,85
	Tala N'Tegra	117,00	143,30	161,46	218,30	273,28
	Angouri	106,95	130,99	147,59	199,55	249,81
	Bougazrar	79,80	97,74	110,12	148,89	186,39
	Bradma	61,80	75,69	85,28	115,31	144,35
	Boukardjough	17,40	21,31	24,01	32,46	40,64
	Ahfir	9,75	11,94	13,45	18,19	22,77
Beni Meraai	Afra	422,70	517,73	583,32	788,66	987,31
	El Mencharo spouka	281,85	345,21	388,95	525,87	658,33
	Ouled laaziz	156,15	191,25	215,48	291,34	364,72
	Ahmam	139,50	170,86	192,51	260,28	325,83
	Tigramet	128,85	157,82	177,81	240,41	300,96
	Tala Oudradji	111,15	136,14	153,39	207,38	259,62
	Bouchartiwat	74,55	91,31	102,88	139,09	174,13
	Khachat	65,40	80,10	90,25	122,02	152,76
	Iaafar	46,65	57,14	64,38	87,04	108,96
Kalaaoune	Tabiat	323,70	396,47	446,70	603,95	756,08
	Boussada	87,30	106,93	120,47	162,88	203,91
	Marwaha	71,55	87,64	98,74	133,50	167,12
	Balouta	61,80	75,69	85,28	115,31	144,35
	Total	5339,40	6539,75	7368,27	9962,14	12471,40

D'après le tableau ci-dessus, la consommation domestique moyenne de toute la commune de Kherrata s'élèvera à **12471,40 m³/j** à l'horizon (2055).

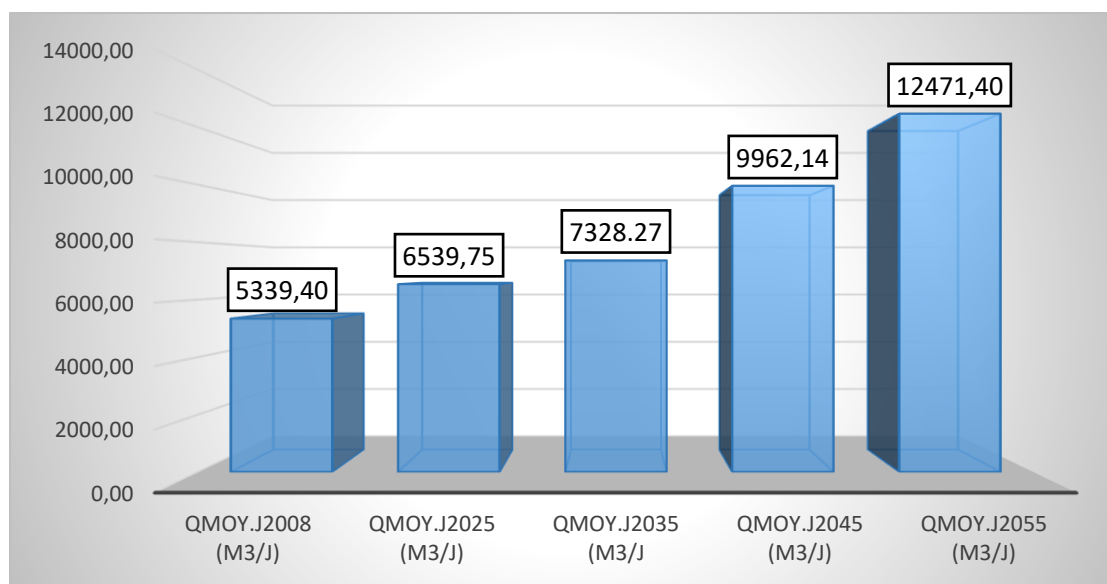


Figure II.2 : Histogramme de l'évolution de la consommation domestique moyenne de la commune de Kherrata

II.5.2. Calcul de la consommation moyenne journalière des équipements actuel :

On entend par les besoins des équipements dans cette étude :

- Les besoins scolaires ;
- Les besoins sanitaires ;
- Les besoins administratifs ;
- Les besoins socio-culturels ;
- Les besoins de culte ;
- Les besoins de Sécurité ;
- Les besoins industriels.

Au niveau de la commune de Kherrata, les besoins des équipements représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Besoins des équipements de la commune de Kherrata

Catégories des besoins	Besoins (m ³ /j)
Besoins scolaires	79,94
Les besoins sanitaires	321,4
Les besoins administratifs	67,37
Les besoins socio-culturels.	20,51
Les besoins de culte	12
Les besoins de Sécurité	6,6
Les besoins industriels.	1186,16

II.5.3. Calcul de la consommation moyenne journalière des équipements future :

L'utilisation de la consommation moyenne journalière des équipements futurs permet d'évaluer efficacement la demande en eau de notre zone d'étude, ce qui rend le dimensionnement des équipements hydraulique plus efficace à long terme.

Ces besoins sont définis selon la relation ci-après :

$$\frac{Q_{\text{équipement}}(\text{actuel})}{Q_{\text{doméstique}}(\text{actuel})} = \frac{Q_{\text{équipement}}(\text{future})}{Q_{\text{doméstique}}(\text{future})} \quad (\text{II.3})$$

$$\rightarrow Q_{\text{équip}}(\text{future}) = \frac{Q_{\text{équipement}}(\text{actuel})}{Q_{\text{doméstique}}(\text{actuel})} \times Q_{\text{domé}}(\text{future}) \quad [6]$$

Tableau II.5 : Récapitulation des consommations totales de la commune Kherrata

Catégories des besoins		Q _{moy, j} (2008)	Q _{moy, j} (2025)	Q _{moy, j} (2035)	Q _{moy, j} (2045)	Q _{moy, j} (2055)
Besoins Domestiques		5339,4	6539,75	7368,28	9962,14	12471,4
Besoins Des équipements	Besoins scolaires	79,94	97,91	110,32	149,15	186,72
	Besoins sanitaires	321,4	393,65	443,53	599,66	750,70
	Besoins administratifs	67,37	82,52	92,97	125,70	157,36
	Besoins socio-culturels.	20,51	25,12	28,30	38,27	47,91
	Besoins de culte	12	14,70	16,56	22,39	28,03
	Besoins de Sécurité	6,6	8,08	9,11	12,31	15,42
	Besoins industriels.	1186,16	1452,82	1636,88	2213,11	2770,55
total		7033,38	8614,55	9705,94	13122,73	16428,08

II.6. Majoration de la consommation moyenne journalière Q_{moy maj} :

Pour tenir compte des pertes et afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation moyenne journalière on effectue une majoration de cette consommation moyenne soit :

$$Q_{\text{moy.j.majoré}} = Q_{\text{moy.j}} \times m \quad (\text{II.4}) \quad [6]$$

Avec :

Q_{moy.j} : débit moyen journalier (m³/j) ;

Q_{moy.j.maj} : débit majoré journalier (m /j) ;

m : coefficient de majoration tenant compte des perte imprévisibles dans le réseau. Pour notre cas on effectue une majoration de **30 % (m=1.3)**.

Tableau II.6 : La consommation moyenne journalière majorée de toute la commune de kherrata.

Années	2008	2025	2035	2045	2055
Q _{moy.j} (m ³ /j)	7033,38	8614,55	9705,94	13122,73	16428,08
Q _{maj.j} (m ³ /j)	9143,39	11198,92	12617,73	17059,55	21356,51

II.7. Consommation maximal journalière Q_{max.j} :

Cette consommation représente le débit du jour le plus chargé de l’année, soit :

$$Q_{\max.j} = Q_{\text{moy.j.majoré}} \times K_{\max.j} \quad (\text{II.5}) \quad [6]$$

Avec : Q_{max.j} : Débit maximal journalier (m³/j) ;

Q_{moy.j.maj} : débit majoré journalier (m³/j);

K_{max.j} : coefficient de variation maximale journalière entre (1,2 à 1,4).

On prend k_{max.j}=1.3

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Consommation maximal journalière la commune de kherrata

Horizon	Q _{moy.j. maj} (m ³ /j)	K _{j,max}	Q _{max/j} (m ³ /j)	Q _{max/j} (l/s)
2008	9143,39	1,3	11886,4	137,57
2025	11198,92	1,3	14558,6	168,50
2035	12617,73	1,3	16403.05	189,85
2045	17059,55	1,3	22177,4	256,68
2055	21356,51	1,3	27763,5	321,34

II.8. : Bilan ressources-besoins :

Cette analyse vise à évaluer l’état des ressources en eau de la commune de kherrata en considérant, d’une part, les volumes d’eau disponibles et d’autre part, les besoins en eau potable de la population. L’approvisionnement en eau de la commune repose principalement sur deux sources essentielles : **la source Bleue et la source El Maida**, s’ajoutent d’autres sources secondaires. Le volume total d’eau distribué quotidiennement dans la commune est de 4820m³. Le bilan de consommation de la zone d’étude est présenté dans le tableau II.08 suivants :

Tableau II.8 : bilan ressources-besoins

Horizon	Besoins (m ³ /j)	Ressources (m ³ /j)	Bilan (m ³ /j)
2025	14558,596	4820	-9738,596
2035	16403,049		-11583,049
2045	22177,415		-17357,415
2055	27763,463		-22943,463

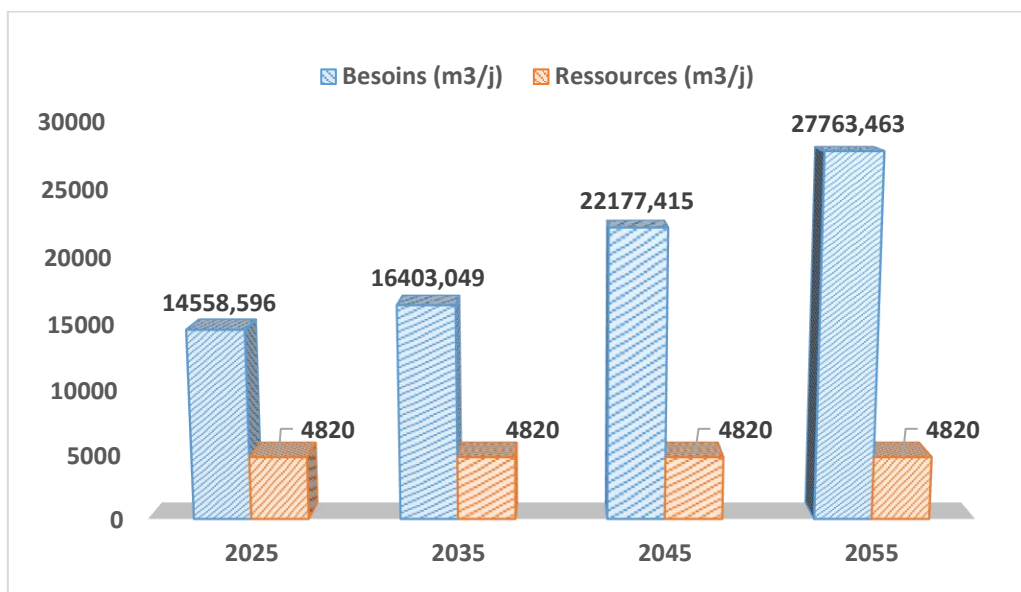


Figure II. 3 : Bilan ressources-besoins

✓ **Discussion du bilan :**

L'analyse des besoins et des ressources montre que la commune de Kherrata souffre d'un manque notable en eau potable. Face à cette situation, l'unique solution qui se présente actuellement est de recourir aux eaux du barrage d'Ighil Emda. La source Bleue sera mobilisée pour répondre aux besoins en eau potable d'une autre région. A cet effet, nous adopterons un nouveau linéaire (variante) qui tient compte des conditions à la fois techniques et économiques.

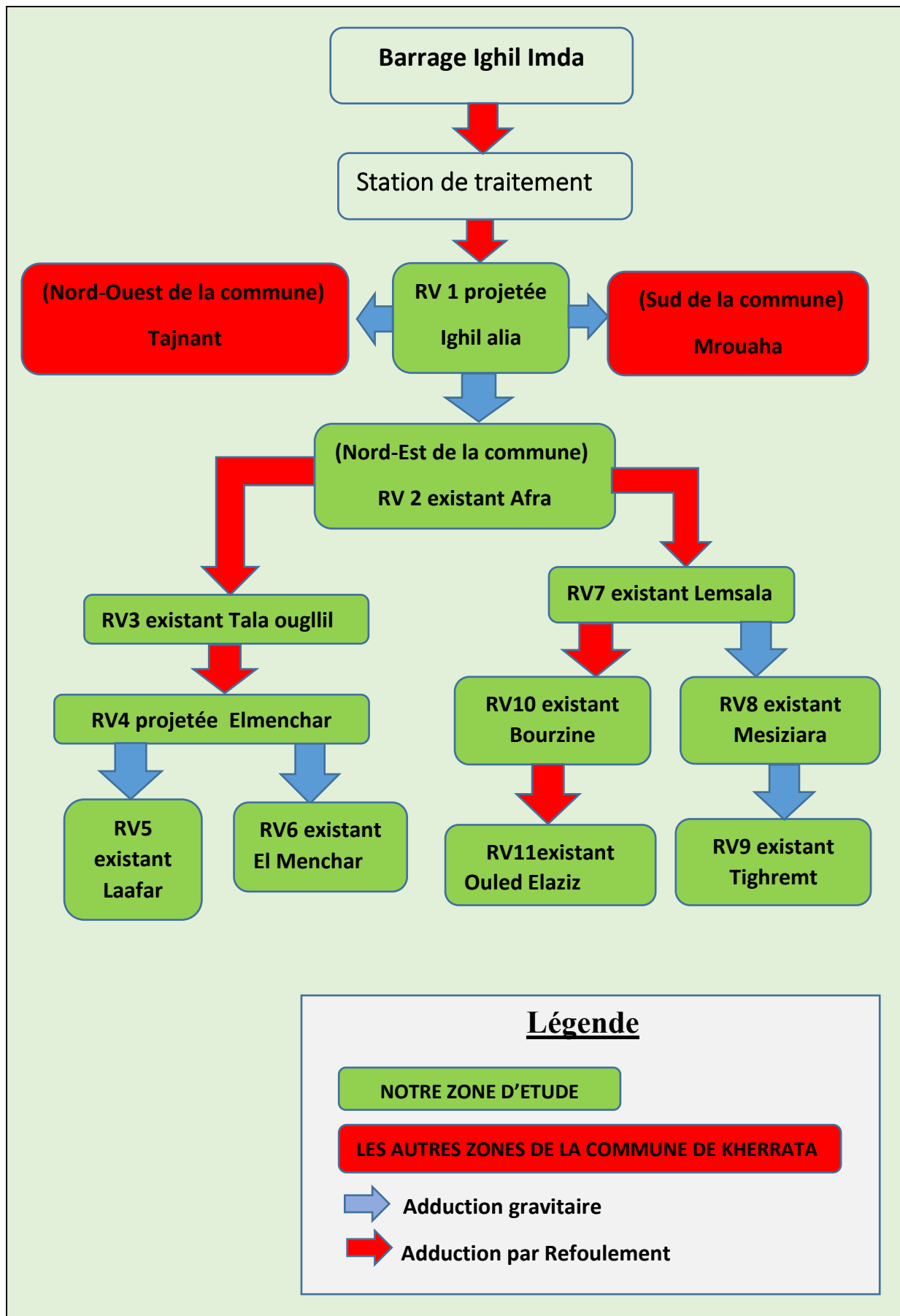


Figure II.4. Notre zone d'étude.

II.9. Estimation des besoins de la zone concernée par l'étude :**II.9.1 La population calculée pour notre zone d'étude :**

Le tableau II.9, ci-après, regroupe la population calculée à différents horizons (actuel, moyen et long terme).

**Tableau II.9 : Evolution de la population à différents horizons pour notre zone
D'étude**

Agglomération	Population (2025)	Population (2035)	Population (2045)	Population (2055)
Afra	3452	3889	4381	4937
El Menchar-spouka	2301	2593	2921	3292
Ouled laaziz	1275	1437	1619	1824
Ahman	1139	1283	1446	1629
Tigramet	1052	1185	1336	1505
Bouchartiwat	609	686	773	871
Khachat	534	602	678	764
Iaafar	381	429	484	545
Timrijine	110	124	140	157
Tala ouhniche	237	267	301	339
Bouroderguine	880	991	1117	1259
Tamlahet	374	421	475	535
Boukadoum	193	217	245	276
Tala ouguelliel	561	632	712	802
Agrioun	116	131	147	166
Totale	13214	14888	16774	18899

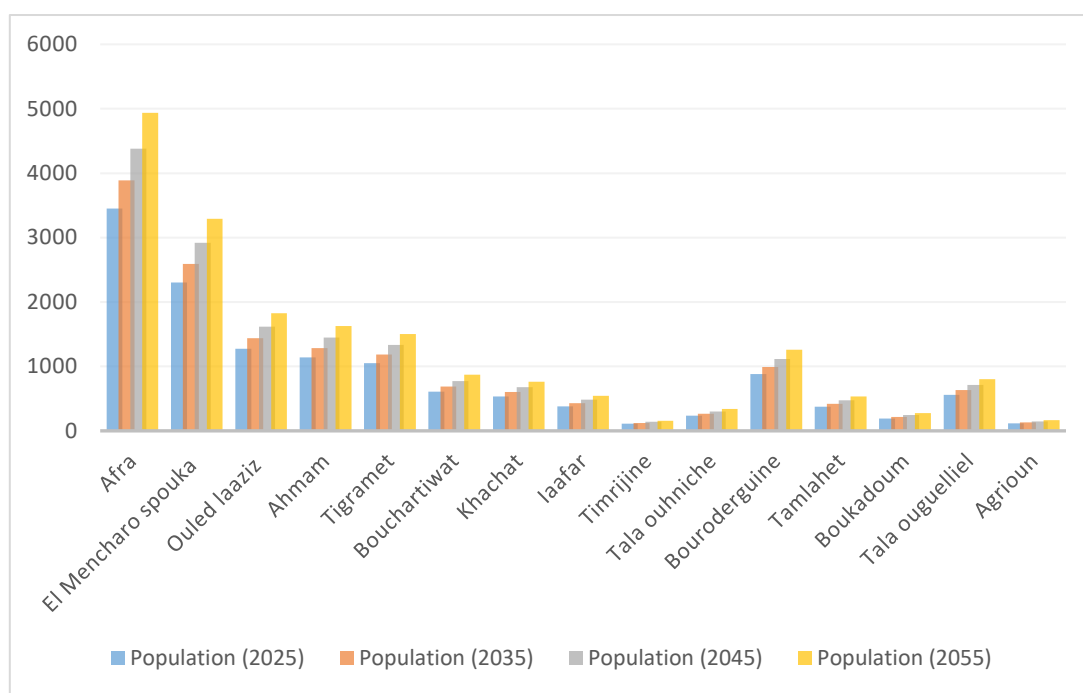


Figure II.5 : Evolution de la population

II.9.2. Besoins domestiques actuels (2025) et future (2035, 2045, 2055) de notre zone d'étude :

Les besoins domestiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : Détermination des besoins domestiques actuels et futurs de notre zone d'étude.

Agglomération	Qmoy.j 2025 (m3/j)	Qmoy.j 2035 (m3/j)	Qmoy.j 2045 (m3/j)	Qmoy.j 2055 (m3/j)
Afra	517,80	583,40	788,66	987
El Mencharo spouka	345,15	388,88	525,87	658
Ouled laaziz	191,25	215,48	291,34	365
Ahmam	170,85	192,50	260,28	326
Tigramet	157,80	177,79	240,41	301
Bouchartiwat	91,31	102,88	139,09	174
Khachat	80,10	90,25	122,02	153
Iaafar	57,14	64,38	87,04	109
Timrijine	16,50	18,59	25,13	31
Tala ouhniche	35,55	40,05	54,15	68
Bouroderguine	132,00	148,72	201,08	252
Tamlahet	56,10	63,21	85,46	107

Boukadoum	28,95	32,62	44,10	55
Tala ouguelliel	84,15	94,81	128,19	160
Agrioun	17,40	19,60	26,51	33
Total	1982	2233	3019,33	3780

D’après le tableau ci-dessus, la consommation domestique moyenne de la zone d’étude s’élèvera à **3780 m³ /j** à l’horizon (2055).

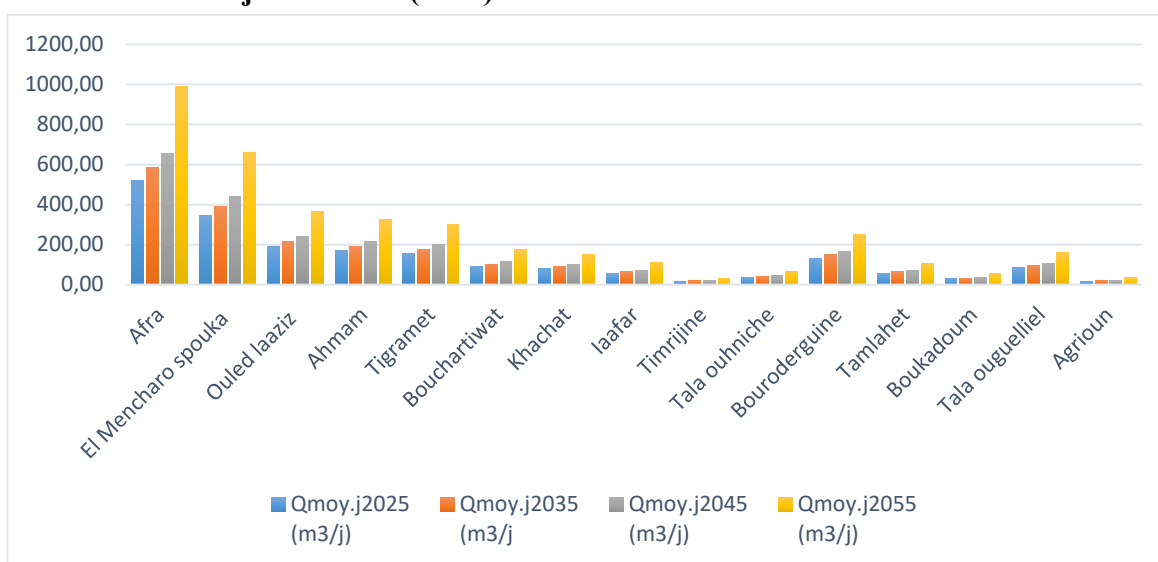


Figure II.6 : évolution de la consommation domestique moyenne

II.9.3. Besoins des équipements actuels de notre zone d’étude :

Les besoins des équipements, au niveau de la zone d’étude sont représentés dans le tableau II.11 :

Tableau II.11 : Besoins des équipements de notre zone d’étude

Agglomération	Infrastructure	Equipement	Nombre de consommateurs	Dotation (l/j/cons)	Besoins (m³/j)
Afra	Scolaires	01 Ecole Primaire	45	10	0.45
		01 CEM	460	10	4.6
	Socioculturels	01 Mosquée	100	20	2
				Totale	7.05
El Mencharo spouka	Scolaires	02 Ecole Primaire	129	10	1.29
	Sanitaires	01 Unité de soins	38	20	0.8
	Socioculturels	01 Mosquée	100	20	2
				Totale	4.09
Ouled laaziz	Sanitaires	01 Unité de soins	38	20	0.8
	Socioculturels	01 Mosquée	100	20	2

				Totale	2.8
Ahmam	Scolaires	01 Ecole Primaire	40	10	0.4
				Totale	0.4
Tigramet	Socioculturels	01 Mosquée	100	20	2
				Totale	2
Bouchartiwat	Scolaires	01 Ecole Primaire	88	10	0.88
	Socioculturels	01 Mosquée	100	20	2
				Totale	2.88
Khachat	Scolaires	01 Ecole Primaire	7	10	0.1
				Totale	0.1
Iaafar	Scolaires	01 Ecole Primaire	45	10	0.45
	Socioculturels	02 Mosquées	200	20	4
				Totale	4.45
Tala ouhniche	Sanitaires	01 Crèche	30	25	0.75
	Socioculturels	01 Mosquées	100	20	2
	Industrielles	01 Unité de production ciment			1000
				Totale	1002.75
Bouroderguine	Sportifs	01 Stade communal	157 m ²	100	15.7
		01 Salle omnisports	50 m ²	100	5
				Totale	20.7
Tamlaht	Commerces	01 Station-service Naftal (lavage)	10	200	10
	Socioculturels	01 Mosquée	100	20	2
				Totale	12

II.9.4. La consommation moyenne journalière des équipements future de notre zone d'étude :

Les besoins des équipements futurs sont représentés dans le tableau II.12 :

Tableau II.12 : consommations totales de notre zone d'étude

Catégories des besoins		Q _{moy,j} (2025)	Q _{moy,j} (2035)	Q _{moy,j} (2045)	Q _{moy,j} (2055)
Besoins Domestiques		1982	2233	3019,33	3780
Besoins Des équipements	Afra	7,05	7.9	8.9	13.4
	El Mencharo spouka	4,09	4.6	5,2	7,8
	Ouled laaziz	2,8	3,2	3,6	5,3
	Ahmam	0 ,4	0,5	0,5	0,8
	Tigramet	2	2,3	2,5	3,8
	Bouchartiwat	2,88	3,2	3,7	5,5
	Khachat	0,1	0,1	0,1	0,2
	Iaafar	4 ,45	5	5,6	8,5
	Tala ouhniche	1002 ,75	1129,7	1272,9	1912,4
	Bouroderguine	20,7	23,3	26,3	39,5
	Tamlahet	12	13,5	15,2	22,5
Total		3041,22	3426,3	4363,83	5799,7

II.9.5. Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{moy.maj,j}$ de notre zone d'étude :

Tableau II.13 : La consommation moyenne journalière majorée de notre zone d'étude

Années	2025	2035	2045	2055
Q_{moy,j} (m³/j)	3041,22	3426,3	4363,83	5799,7
Q_{moy.maj,j} (m³/j)	3953,586	4454,19	5672,979	7539,61

II.9.6. Consommation maximale journalière $Q_{max,j}$ de notre zone d'étude :

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.14 : Consommation maximale journalière de notre zone d'étude

Horizon	Q _{moy.j. maj} (m ³ /j)	K _{max,j}	Q _{max/j} (m ³ /j)	Q _{max,j} (l/s)
2025	3953,59	1,3	5139,6618	59,49
2035	4454,19	1,3	5790,447	67,02
2045	5672,98	1,3	7374,8727	85,36
2055	7539,61	1,3	9801,493	113,44

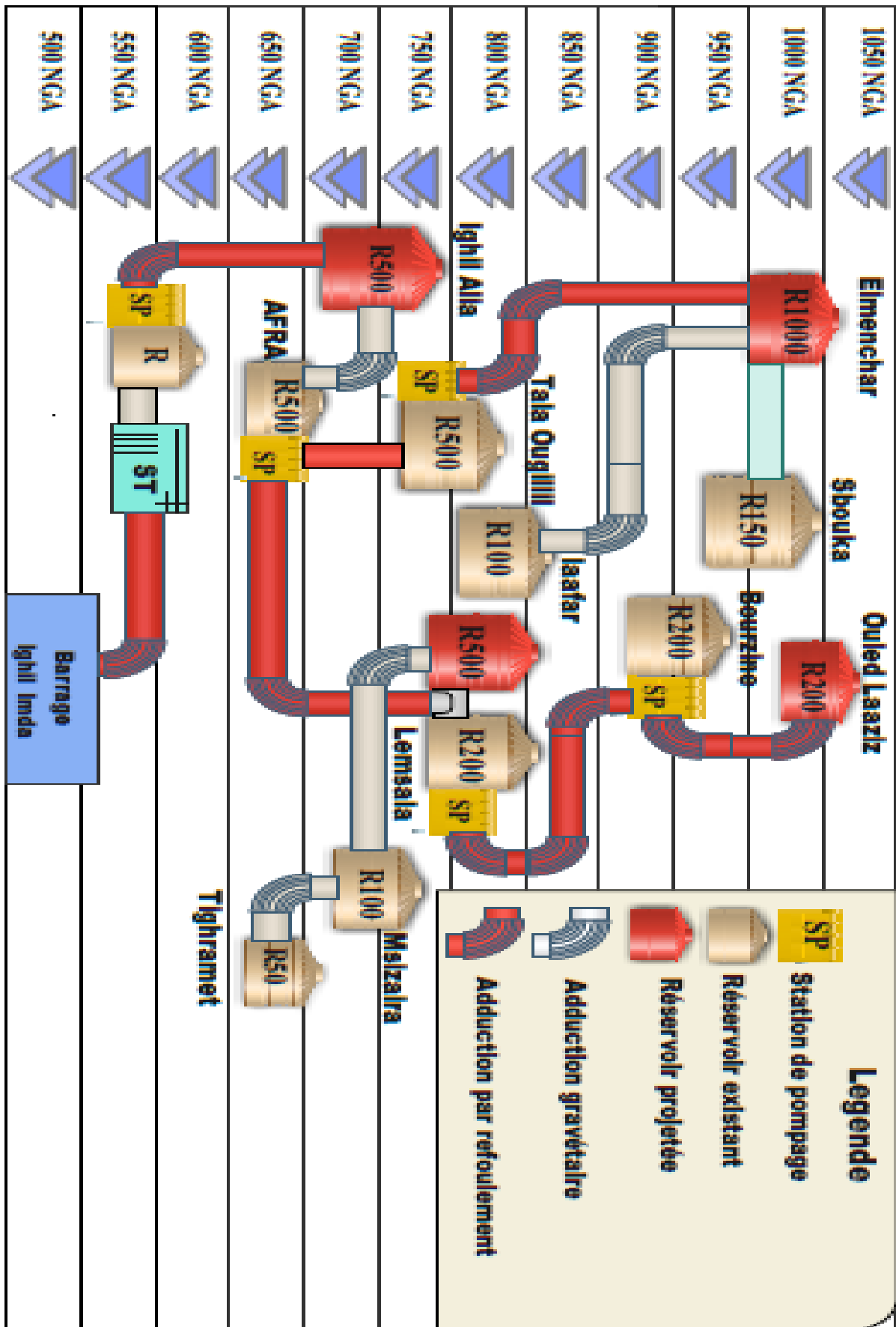


Figure II.7. Schéma de réseau d'adduction de notre zone d'étude

II.10. Conclusion :

Ce chapitre a porté sur l'estimation des besoins en eau potable de la commune de Kherrata. L'analyse a révélé un écart important entre la demande croissante en eau et la capacité actuelle des ressources disponible, mettant en évidence une situation de déficit hydraulique. Face cette situation, le renforcement de système d'alimentation en eau potable à partir de barrage Ighil Emda c'est la seule solution. Pour cela, une nouvelle variante (linière) d'adduction qui tient compte des conditions techniques et économiques, sur laquelle nous avons fait notre étude.

Par la suite ce chapitre servira comme donnée de base pour le reste de mémoire.

Chapitre III :
Réservoir

III.1. Introduction :

Après avoir évalué les besoins en eau de la population, il faut choisir un réseau qui permet l'alimentation en eau potable de notre zone d'étude, ce réseau comporte plusieurs ouvrages, à savoir des stations de pompage, des conduites de refoulement, gravitaire et de distribution, des ouvrages de stockage....

Le réservoir est un ouvrage hydraulique de stockage de l'eau, de régulation des débits et des pressions, joue un rôle crucial dans les systèmes d'alimentation en eau.

L'objectif de ce chapitre est de déterminer la capacité des ouvrages de stockage nécessaires pour satisfaire les besoins future de la zone d'étude à alimenter.

III.2. classification des réservoirs :

III.2.1. Selon leur position par rapport au sol :

- ❖ **Réservoirs surélevés** : La cuve du réservoir étant disposée sur une tour.

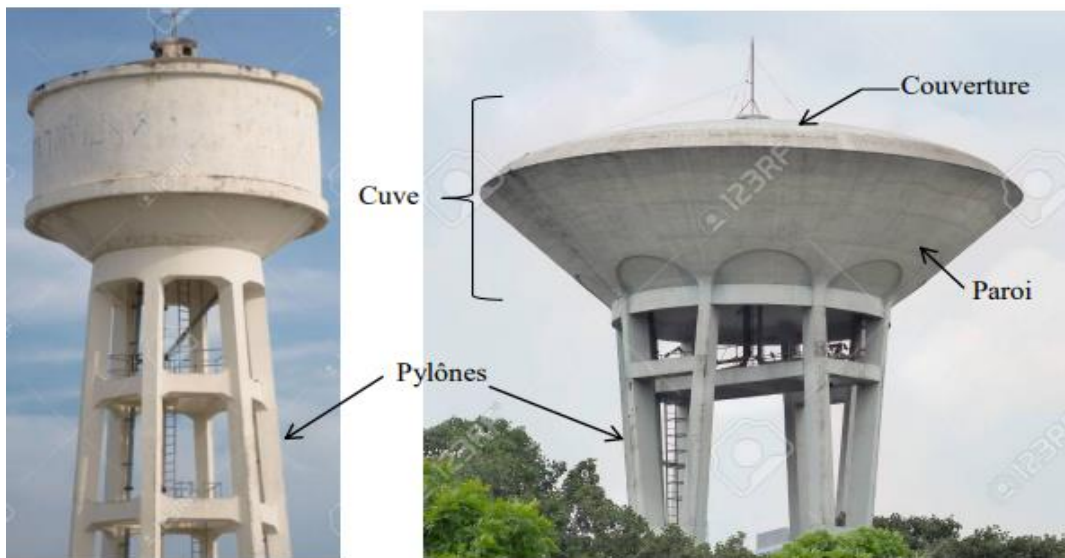


Figure III.1. : Exemple du réservoir surélevé en béton armé.

- ❖ **Réservoir enterrés** :



Figure III.2. : Exemple du réservoir enterré.

❖ Réservoir semi-enterrés :

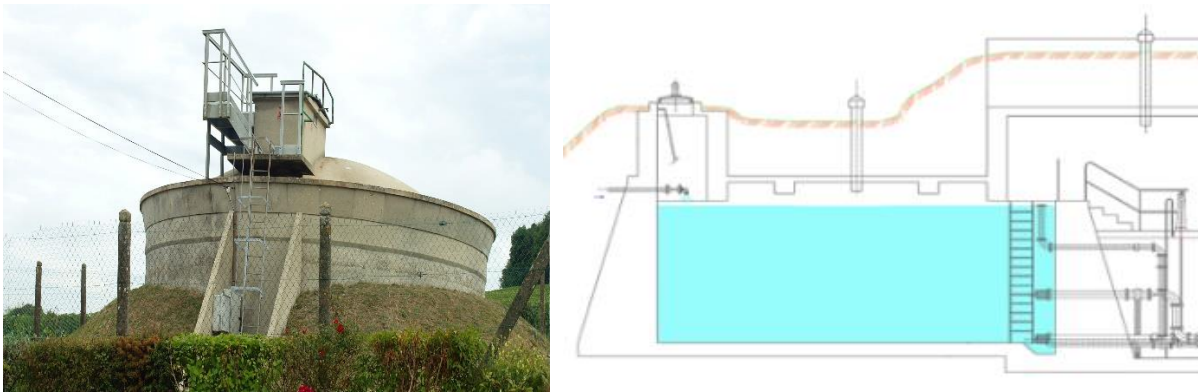


Figure III.3. Exemple du réservoir semi-enterré

❖ Réservoir sur le sol :



Figure III.4. Exemple du réservoir sur le sol.

III.2.2. Selon leur forme :

- ❖ Les réservoirs séculaires ;
- ❖ Les réservoirs carrés,
- ❖ Les réservoirs rectangulaires.

III.2.3. Selon l'usage :

- ❖ Réservoir de distribution ;
- ❖ Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- ❖ Réservoir de traitement ;
- ❖ Brise-charge.

III.3. Les exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir :

❖ **Résistance :**

La résistance d'un réservoir d'eau potable désigne sa capacité à supporter les pressions internes de l'eau, les charges externes (vent, séisme).

❖ **Etanchéité :**

Etanchéité d'un réservoir est essentielle pour préserver à la fois la qualité et la quantité de l'eau stockée.

❖ **Durabilité :**

Durabilité d'un réservoir repose sur le choix de matériaux résistants à la corrosion, tels que l'acier inoxydable..., un entretien régulier est également essentiel pour prolonger sa durée de vie et assurer un approvisionnement en eau fiable et sécurisé.

III.4. Rôle des réservoirs :

On peut regrouper les diverses fonctions des réservoirs comme suit :

- ❖ **Stockage :** Permet de stocker l'eau afin de répondre à la demande journalière et aux pics de consommation.
- ❖ **Régulation :** Assure un équilibre entre la production (souvent continue) et la consommation (variable) et il assure la régularisation de fonctionnement de pompage en permettant une marche uniforme des pompes.
- ❖ **Maintien de la pression :** Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, indépendamment de la consommation.
- ❖ **Sécurité :** sert de réserve en cas d'urgence (incendie, panne ou pollution de la source).
- ❖ **Amélioration :** favorise une distribution continue et fiable de l'eau potable, simplifie l'exploitation de réseau, et il offre la possibilité de pomper la nuit lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.

Les réservoirs jouent un rôle clé pour assurer une alimentation en eau fiable, régulière et sécurisée sur le réseau de distribution, en compensant les variations de consommation et en constituant des réserves pour faire face aux besoins ponctuels ou imprévus.

III.5. Emplacement du réservoir :

Les principales conditions à prendre en compte pour l'emplacement d'un réservoir d'eau :

- ❖ La topographie et la géologie (terrain sain et solide) du site sont des facteurs prépondérants dans le choix de l'emplacement ;

- ❖ Le site doit être le plus proche possible pour minimiser les pertes d'eau et les coûts de pompage.
- ❖ Le site doit être accessible pour assurer un accès facile pour l'entretien ;
- ❖ L'altitude du radier (fond) du réservoir doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique requise sur le réseau.

Le meilleur emplacement est déterminé après une étude technico-économique détaillée prenant en compte l'ensemble de ces conditions.

III.6. Avantages des réservoirs :

- ❖ Permettent une meilleure gestion et une utilisation plus efficace des ressources ;
- ❖ Permettent d'accumuler et de conserver des quantités importantes de liquides ;
- ❖ Garantir une réserve d'eau dédiée à la lutte contre les incendies ;
- ❖ Garantir des pressions suffisantes dans les systèmes de distribution ;
- ❖ Garantissent une réserve en cas de pénurie ou de problème d'approvisionnement ;
- ❖ Permettre de pomper l'eau la nuit lorsque les tarifs d'électricité sont plus avantageux ;
- ❖ maintenir l'eau à l'abri des risques de contamination et de pollution.

III.7. Les équipements d'un réservoir de stockage :

Les réservoirs se composent des éléments suivants :

1. **Le bassin de stockage ou cuve** : destinée à stocker l'eau provenant de la station de traitement ou du forage. Son volume doit assurer la consommation journalière à l'agglomération jusqu'à l'horizon de projet.
2. **La structure de support (pieds droits) dans le cas de réservoir surélevée** : destinée d'une part, par sa hauteur, à offrir la charge hydraulique nécessaire dans les conduites d'alimentations, et d'autre part, à supporter la cuve et à transmettre les charges pondérales aux fondations.
3. **La conduite d'adduction** : destinée à conduire les eaux d'alimentation à la cuve. Sa limite supérieure donnée est le niveau maximum de l'eau dans la cuve.
4. **Conduite de distribution** : destinée à conduire les eaux d'alimentation dans le réseau de distribution des agglomérations. Sa limite supérieure se situe légèrement au-dessous du fond de la cuve.
5. **Conduite de vidange** : elle se situe à la base de la cuve et permet l'évacuation de l'eau au besoin de nettoyage ou autres travaux.

6. **Conduite du trop-plein** : tout comme l'évacuateur des crues au niveau des barrages, elle est l'organe de sécurité de la cuve lors d'un pompage excédent. Sa limite supérieure se situe en dessous du niveau maximal de l'eau utilisé pour dimensionner la cuve. Sa partie basse doit être connectée à une conduite de vidange.
7. **Le by-pass ou système by-pass** : il est constitué d'un ensemble de vannes permettant l'isolement de la cuve à travers une connexion entre la conduite de distribution et celle d'adduction.
8. **Vanne d'incendie** : est un dispositif installé sur une conduite spécialement dédiée pour incendie, permettant d'alimenter rapidement en cas d'incendie. [9]

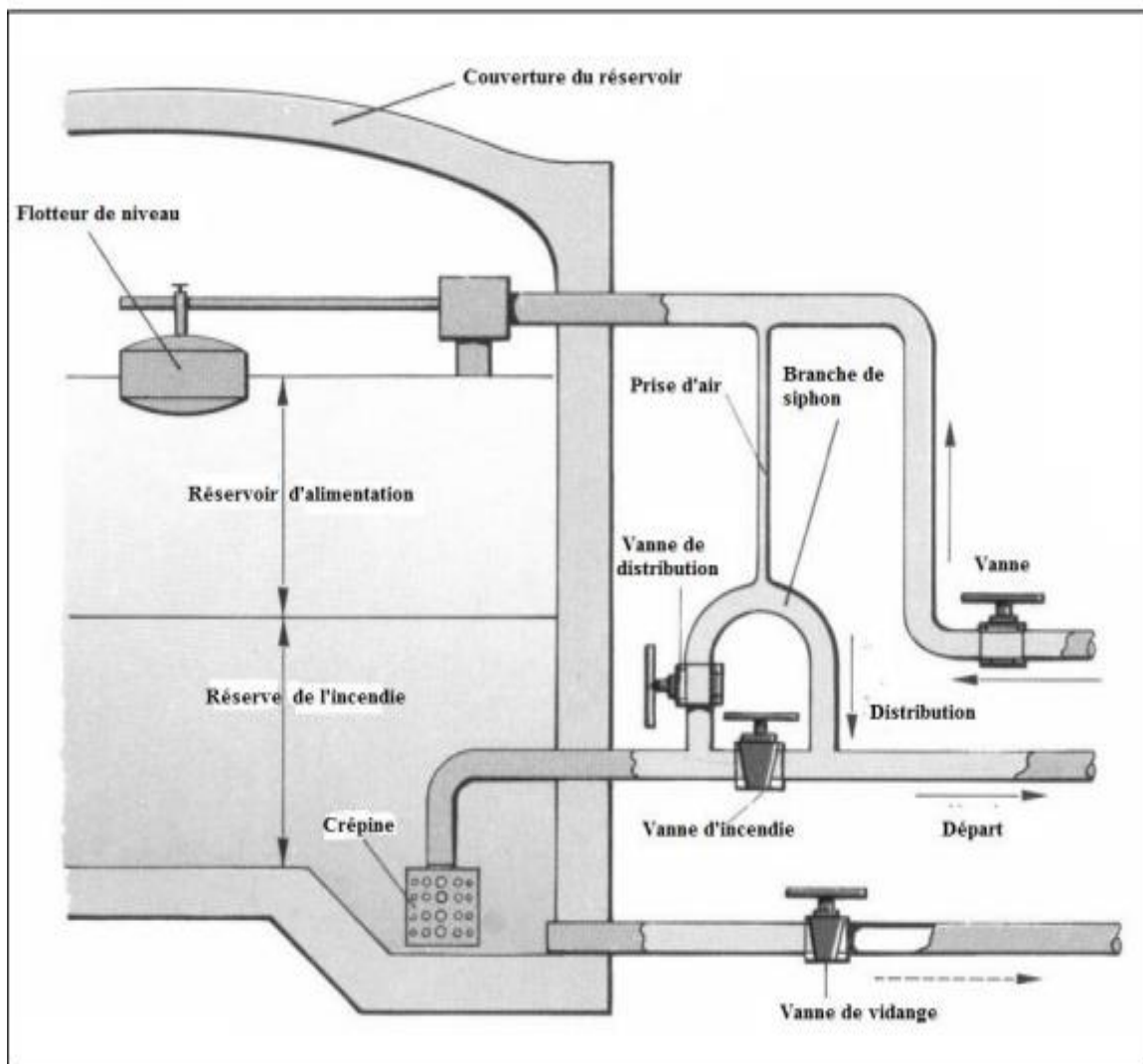


Figure III. 5. les équipements d'un réservoir

III.8. Capacité d'un réservoir :

La capacité d'un réservoir est la quantité de l'eau qu'il peut contenir, le réservoir doit avoir une capacité de stockage suffisante pour assurer un approvisionnement en eau fiable, stable et économique.

Elle doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est à dire du régime d'approvisionnement et de distribution. Le calcul de la capacité se fait par deux méthodes :

- ❖ Méthode graphique ;
- ❖ Méthode analytique.

a. Méthode graphique :

La méthode graphique est une technique classique utilisée en hydraulique pour déterminer la capacité des réservoirs destinée à réguler l'alimentation en eau potable, surtout lorsque les débits de production et de consommation sont variables dans la journée. Le principe de base de cette méthode, est de tracer sur un même graphique les deux courbes suivantes :

- ❖ La courbe cumulative de la demande en eau (consommation horaire) ;
- ❖ La courbe cumulative de la production.

L'écart maximal entre ces deux courbes c'est le volume utile du réservoir.

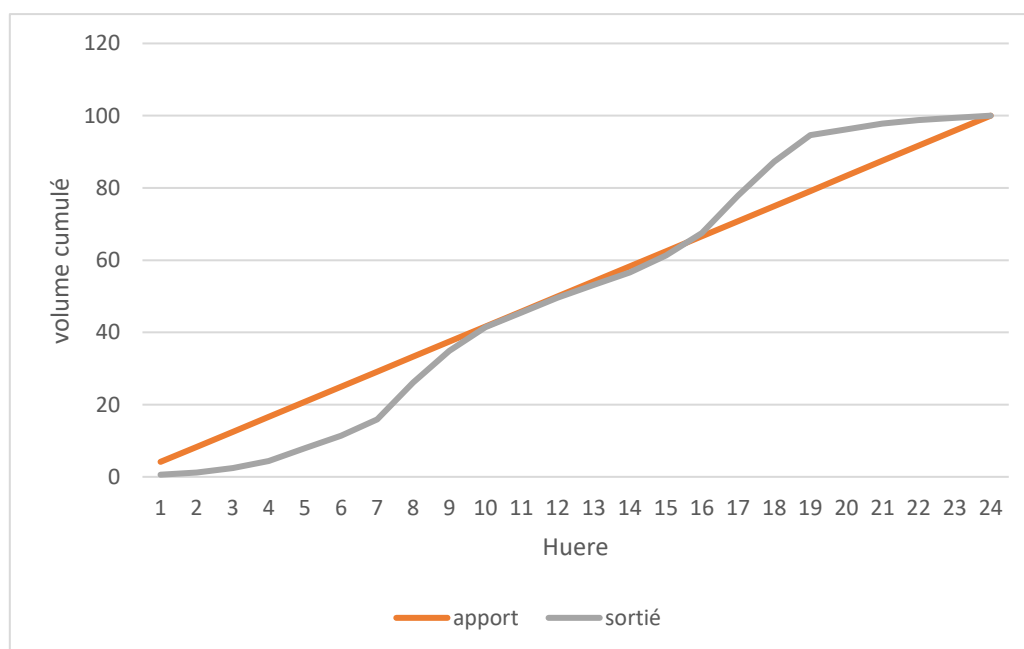


Figure III.6. Exemple de la Méthode Graphique.

b. La méthode analytique :

Prend en compte des débits d'apports et des débits de départ en ajoutant bien entendu la réserve destinée à l'incendie estimé à **120 m³**.

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

$$V_{\max} = \frac{P_{\max} (\%) \times Q_{\max.j}}{100} \quad (\text{III.1}) \quad [7]$$

Avec :

- V_{\max} : volume max du réservoir (**m³**)
- $Q_{\max.j}$: consommation maximale journalière (**m³/j**)
- P_{\max} : Résidu maximum dans le réservoir (%)

b.1. Calcule du résidu Max P_{\max} :

La présente méthode consiste à établir un bilan horaire des apports et des sorties d'eau sur une période de 24 heures, présenté sous forme de tableau.

L'apport peut se faire par gravité ou par refoulement. Quant aux sorties, elles peuvent correspondre à une adduction gravitaire, à un pompage, ou à la distribution directe vers les abonnés. Dans ce dernier cas, la variation des débits de consommation est généralement caractérisée par le coefficient horaire de pointe K_{\max} .

En analysant les excédents et les déficits horaires, on peut établir les volumes résiduels cumulés dans le réservoir. Le volume maximal nécessaire, noté P_{\max} (%), correspond alors à la somme des valeurs absolues du maximum positif et du maximum négatif de ces volumes ; soit :

$$P_{\max} = / R^+_{\max} / + / R^-_{\max} / \quad (\text{III.2}) \quad [7]$$

Avec :

- $/ R^+_{\max} /$: Résidu maximum positif (%)
- $/ R^-_{\max} /$: Résidu maximum négatif (%)
- ❖ on calcule d'abord le coefficient de variation horaire K_{\max} à l'aide de la relation suivante :

$$K_{\max} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{III.3})$$

b.2. Le volume total de réservoir :

Pour déterminer la valeur totale de réservoir on prend en considération la réserve d'incendie, cette réserve égale à $120m^3$, On utilise la relation suivante :

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{III.4}) \quad [7]$$

Avec :

- V_t : Volume totale du réservoir
- V_r : Volume de régularisation du réservoir (m^3)
- V_{inc} : La réserve d'incendie (égale à $120m^3$)

b.3. Calcul de diamètre de réservoir :

La hauteur d'un réservoir varie en fonction de son type, sa capacité et son utilisation.

On prend $H=4m$ pour les réservoirs dont le volume est inférieur à $500 m^3$; $H=5m$ pour les réservoirs supérieurs à $500m^3$ et $H=6$ pour les réservoirs supérieurs à $1000 m^3$.

$$V = S \times H = \frac{\pi D^2}{4} \times H \rightarrow D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} \quad (\text{III.5}) \quad [7]$$

Avec :

- V : Capacité du réservoir (m^3)
- S : Section du réservoir (m^2)
- H : Hauteur utile d'eau (m)
- D : Diamètre du réservoir (m)

b.4. Calcul de la hauteur d'incendie H_{inc} :

On utilise la relation suivante :

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 V_{\text{inc}}}{\pi D^2} \quad (\text{III.6}) \quad [7]$$

b.5. Calcul de la hauteur d'eau à desservir : $H_d = H - H_{\text{inc}} \quad (\text{III.7}) \quad [7]$

III.9. Dimensionnement de la capacité des réservoirs :**III.9.1. Dimensionnement du réservoir projeté Ighil Alia (Réservoir Tampon) R1 :**

Le tableau ci-après représente les caractéristiques du réservoir projeté Ighil Alia (Réservoir Tampon) R1 :

Tableau III.1. les caractéristiques du réservoir Tampon R1.

Réservoir projeté Ighil Alia (Réservoir Tampon) R1				
Alimentation	Alimenté par refoulement à partir de la station de traitement			
Population	62357 habitants			
Besoins	Adduction vers	Tajnant	13471.49 m ³ /j	27763.46 m³/j
	Adduction vers	Afra	9801.49 m ³ /j	
	Adduction vers	Merouaha	4490.48 m ³ /j	

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.2. Dimensionnement du réservoir Ighil Alia R1.

Heure	Apport %	Adduction Tajnant	Adduction Merouaha %	Adduction Afra %	Déficit ou surplus %	Résidu %
00-01	0	2,02	0,67	1,47	-4,16	-4,16
01-02	0	2,02	0,67	1,47	-4,16	-8,32
02-03	5	2,02	0,67	1,47	0,84	-7,48
03-04	5	2,02	0,67	1,47	0,84	-6,64
04-05	5	2,02	0,67	1,47	0,84	-5,80
05-06	5	2,02	0,67	1,47	0,84	-4,96
06-07	5	2,02	0,67	1,47	0,84	-4,12
07-08	5	2,02	0,67	1,47	0,84	-3,28
08-09	5	2,02	0,67	1,47	0,84	-2,44
09-10	5	2,02	0,67	1,47	0,84	-1,60
10-11	5	2,02	0,67	1,47	0,84	-0,76
11-12	5	2,02	0,67	1,47	0,84	0,08
12-13	5	2,02	0,67	1,47	0,84	0,92

13-14	5	2,02	0,67	1,47	0,84	1,76
14-15	5	2,02	0,67	1,47	0,84	2,60
15-16	5	2,02	0,68	1,47	0,83	3,43
16-17	5	2,02	0,68	1,47	0,83	4,26
17-18	5	2,02	0,68	1,47	0,83	5,09
18-19	5	2,02	0,68	1,47	0,83	5,92
19-20	5	2,02	0,68	1,47	0,83	6,75
20-21	5	2,03	0,68	1,47	0,82	7,57
21-22	5	2,03	0,68	1,47	0,82	8,39
22-23	0	2,03	0,68	1,48	-4,19	4,20
23-24	0	2,03	0,68	1,48	-4,19	0,01
Total	100	48,52	16,17	35,30	0,0	

D'après le tableau ci-dessus :

- **Résidu max Pmax** : $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = 16.70 \%$
- **Volume total de réservoir** : $V_t = V_r + V_{\text{inc}} = 4756.50 \text{ m}^3$

Le volume calculé est de **4756.50 m³**, alors le réservoir projeté Ighil Alia sera d'une capacité de **5000 m³**.

- **Calcul de diamètre de réservoir :**

$V=4500\text{m}^3$ Donc on va prendre $H = 6 \text{ m}$.

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 32.58 \text{ m}$$

- **La hauteur d'incendie H inc :**

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 V_{\text{inc}}}{\pi D^2} = 0.144 \text{ m}$$

- **Calcul de la hauteur d'eau à desservir :**

$$H_d = H - H_{\text{inc}} = 5.856 \text{ m}$$

III.9.2. Vérification de volume du réservoir Afra R2:

Le tableau ci-après représente les caractéristiques du réservoir Afra R2 :

Tableau III.3. les caractéristiques du réservoir Afra R2.

Réservoir Afra R2					
Alimentation	Alimenté par gravité à partir de réservoir Ighil alia				
Population	18899 habitants				
Besoins	Distribution vers	Afra, bouroderguine, tala ouhniche	Kmaxh =1.70	5530.18 m ³ /j	9801.49 m³/j
	Adduction vers	R3 Tala ouguelliel		2468.25 m ³ /j	
	Adduction vers	R7 et R8 Lemsala		1803.06 m ³ /j	

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.4. Vérification de volume du réservoir Afra R2.

Heure	Apport %	Distribution Afra %	Adduction tala ouguillil %	Adduction Lemsala %	Déficit ou surplus %	Résidu %
00_01	4,16	0,5642	1,04917	0,766667	1,779967	1,779967
00_02	4,16	0,5642	1,04917	0,766667	1,779967	3,56
00_03	4,16	0,5642	1,04917	0,766667	1,779967	5,34
00_04	4,16	0,5642	1,04917	0,766667	1,779967	7,12
00_05	4,16	1,1284	1,04917	0,766667	1,215767	8,34
00_06	4,16	1,6926	1,04917	0,766667	0,651567	8,99
00_07	4,16	2,821	1,04917	0,766667	-0,476833	8,51
00_08	4,16	3,6673	1,04917	0,766667	-1,323133	7,19
00_09	4,17	3,6673	1,04917	0,766667	-1,313133	5,87

00_10	4,17	3,1031	1,04917	0,766667	-0,748933	5,13
00_11	4,17	2,5389	1,04917	0,766667	-0,184733	4,94
00_12	4,17	3,1031	1,04917	0,766667	-0,748933	4,19
00_13	4,17	3,9494	1,04917	0,766667	-1,595233	2,60
00_14	4,17	3,9494	1,04917	0,766667	-1,595233	1,00
00_15	4,17	3,1031	1,04917	0,766667	-0,748933	0,25
00_16	4,17	2,5389	1,04917	0,766667	-0,184733	0,07
00_17	4,17	2,821	1,04917	0,766667	-0,466833	-0,40
00_18	4,17	3,6673	1,04917	0,766667	-1,313133	-1,71
00_19	4,17	3,6673	1,04917	0,766667	-1,313133	-3,03
00_20	4,17	2,821	1,04917	0,766667	-0,466833	-3,49
00_21	4,17	2,5389	1,04917	0,766667	-0,184733	-3,68
00_22	4,17	1,6926	1,04917	0,766667	0,661567	-3,02
00_23	4,17	1,1284	1,04917	0,766667	1,225767	-1,79
00_24	4,17	0,5642	1,04917	0,766667	1,789967	0
total	100	56,42	25,18	18,40	0	

D'après le tableau ci-dessus :

- **Résidu max Pmax** : $P_{\max} = |R^{+\max}| + |R^{-\max}| = 12.67\%$
- **Volume total de réservoir** :

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 1361.85 \text{ m}^3$$

Le volume calculé est de **1500 m³**, on dispose d'un réservoir de capacité **500 m³** donc on propose un autre réservoir de **1000 m³**.

- **Calcul de diamètre de réservoir** :

$$V=1000 \text{ m}^3, \text{ on prend } H = 6 \text{ m.} \quad D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1000}{3.14 \cdot 6}} = 14.57 \text{ m}$$

- La hauteur d'incendie H_{inc} :

$$H_{inc} = \frac{4 V_{inc}}{\pi D^2} = 0.72 \text{ m}$$

- Calcul de la hauteur d'eau à desservir :

$$H_d = H - H_{inc} = 5.28 \text{ m}$$

III.9.3. Vérification de volume du réservoir Tala ouguellil R3:

Le tableau ci-après représente les caractéristiques du réservoir Tala ouguelliel R3 :

Tableau III.5. Les caractéristiques du réservoir Tala ouguelliel R3

Réservoir Tala ouguellil R3					
Alimentation	Alimenté par refoulement à partir de réservoir Afra				
Population	7085 habitants				
Besoins	Distribution vers	Tala ouguelliel Boukadoum Khacha Tamlahet	Kmaxh= 2.5	841.113 m ³ /j	2468.245 m³/j
	Adduction vers	El Menechar		1627.132 m ³ /j	

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.6. Vérification de volume du réservoir Tala ouguelliel R3.

Heure	Apport %	Adduction%	Distribution%	Déficit ou surplus %	Résidu %
00-01	0	2,746	0,204	-2,951	-2,951
01-02	0	2,746	0,204	-2,951	-5,902
02-03	5	2,746	0,408	1,844	-4,058
03-04	5	2,746	0,681	1,572	-2,486
04-05	5	2,746	1,192	1,061	-1,426
05-06	5	2,746	1,192	1,061	-0,365
06-07	5	2,746	1,533	0,720	0,355

07-08	5	2,746	3,475	-1,223	-0,868
08-09	5	2,746	2,998	-0,746	-1,614
09-10	5	2,746	2,215	0,038	-1,576
10-11	5	2,746	1,397	0,856	-0,719
11-12	5	2,746	1,397	0,856	0,137
12-13	5	2,746	1,192	1,061	1,197
13-14	5	2,746	1,192	1,061	2,258
14-15	5	2,746	1,601	0,652	2,909
15-16	5	2,746	2,112	0,140	3,050
16-17	5	2,746	3,544	-1,291	1,759
17-18	5	2,746	3,203	-0,950	0,809
18-19	5	2,746	2,487	-0,234	0,574
19-20	5	2,746	0,545	1,708	2,282
20-21	5	2,746	0,545	1,708	3,990
21-22	5	2,746	0,340	1,912	5,903
22-23	0	2,746	0,204	-2,951	2,951
23-24	0	2,746	0,204	-2,951	0
Total	100	65,92	34,077	0	

D'après le tableau ci-dessus :

- **Résidu max Pmax** : $P_{\max} = |R^{+\max}| + |R^{-\max}| = 11.805 \%$
- **Volume total de réservoir** : $V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 411.38 \text{ m}^3$

Le volume calculé est de **411.38 m³**, Le réservoir existant de tala ouguelliel (500m³) peut subvenir aux besoins futurs de la population.

- **Calcul de diamètre de réservoir :**

$V=500\text{m}^3$ Donc on va prendre $H = 5 \text{ m}$.

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 11.29 \text{ m}$$

- **La hauteur d'incendie H inc :**

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 V_{\text{inc}}}{\pi D^2} = 1.2 \text{ m}$$

- **Calcul de la hauteur d'eau à desservir :** $H_d = H - H_{\text{inc}} = 3.8 \text{ m}$

III.9.4. Dimensionnement du réservoir El Menechar R4:

Le tableau ci-après représente les caractéristiques du réservoir El Menechar R4 :

Tableau III.7. Les caractéristiques du réservoir El Menechar R4

Réservoir El Menechar R4			
Alimentation	Alimenté par refoulement à partir de réservoir Tala ouguelliel		
Population	4708 habitants		
Besoins	Adduction vers R5 Laafar	198.58 m ³ /j	1627.132 m ³ /j
	Adduction vers R6 Sebouka	1428.552 m ³ /j	

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.8. Dimensionnement du réservoir Elmenchar R4.

Heure	Apport %	Adduction %	Adduction %	Déficit ou surplus %	Résidu %
00-01	0	0,50	3,65	-4,15	-4,160
01-02	0	0,50	3,65	-4,15	-8,310
02-03	5	0,50	3,65	0,85	-7,460
03-04	5	0,50	3,65	0,85	-6,610
04-05	5	0,51	3,66	0,83	-5,780
05-06	5	0,51	3,66	0,83	-4,950
06-07	5	0,51	3,66	0,83	-4,120
07-08	5	0,51	3,66	0,83	-3,290
08-09	5	0,51	3,66	0,83	-2,460
09-10	5	0,51	3,66	0,83	-1,630
10-11	5	0,51	3,66	0,83	-0,800
11-12	5	0,51	3,66	0,83	0,030
12-13	5	0,51	3,66	0,83	0,860
13-14	5	0,51	3,66	0,83	1,690
14-15	5	0,51	3,66	0,83	2,520
15-16	5	0,51	3,66	0,83	3,350
16-17	5	0,51	3,66	0,83	4,180

17-18	5	0,51	3,66	0,83	5,010
18-19	5	0,51	3,66	0,83	5,840
19-20	5	0,51	3,66	0,83	6,670
20-21	5	0,51	3,66	0,83	7,500
21-22	5	0,51	3,66	0,83	8,330
22-23	0	0,51	3,66	-4,17	4,160
23-24	0	0,51	3,66	-4,17	0
Total	100	12,20	87,80	0	

D'après le tableau ci-dessus :

- **Résidu max Pmax** : $P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-max}| = 16.64 \%$
- **Volume total de réservoir** : $V_t = V_{max} + V_{inc} = 390.75 \text{ m}^3$

Le volume calculé est de 390.75 m^3 , alors le réservoir projeté El Menechar sera d'une capacité de 500 m^3 .

- **Calcul de diamètre de réservoir** : $V=500 \text{ m}^3$, on prend $H = 5 \text{ m}$.

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 11.29 \text{ m}$$

- **La hauteur d'incendie H inc** : $H_{inc} = \frac{4 V_{inc}}{\pi D^2} = 1.2 \text{ m}$
- **Calcul de la hauteur d'eau à desservir** : $H_d = H - H_{inc} = 3.8 \text{ m}$

III.9.5. Vérification de volume du réservoir Laafar R5 :

Le tableau ci-après représente les caractéristiques du réservoir Laafar R5 :

Tableau III.9. Les caractéristiques du réservoir Laafar R5.

Réservoir Laafar R5	
Alimentation	Alimenté par gravité à partir de réservoir El Menechar
Population	545 habitants
	$K_{max.h} = 2.5$
Besoins	Distribution vers Laafar 198.575 m³/j

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.10. Vérification de volume du réservoir Laafar R5.

Heure	Apport %	distribution	Déficit ou surplus	Résidu
00-01	4,16	0,6	3,56	3,56
01-02	4,16	0,6	3,56	7,12
02-03	4,16	1,2	2,96	10,08
03-04	4,16	2	2,16	12,24
04-05	4,16	3,5	0,66	12,90
05-06	4,16	3,5	0,66	13,56
06-07	4,16	4,5	-0,34	13,22
07-08	4,16	10,2	-6,04	7,18
08-09	4,17	8,8	-4,63	2,55
09-10	4,17	6,5	-2,33	0,22
10-11	4,17	4,1	0,07	0,29
11-12	4,17	4,1	0,07	0,36
12-13	4,17	3,5	0,67	1,03
13-14	4,17	3,5	0,67	1,70
14-15	4,17	4,7	-0,53	1,17
15-16	4,17	6,2	-2,03	-0,86
16-17	4,17	10,4	-6,23	-7,09
17-18	4,17	9,4	-5,23	-12,32
18-19	4,17	7,3	-3,13	-15,45
19-20	4,17	1,6	2,57	-12,88
20-21	4,17	1,6	2,57	-10,31
21_22	4,17	1	3,17	-7,14
22_23	4,17	0,6	3,57	-3,57
23_24	4,17	0,6	3,57	0
total	100	100	0	

D'après le tableau ci-dessus :

- **Résidu max Pmax** : $P_{\max} = |R^{+\max}| + |R^{-\max}| = 29.01 \%$
- **Volume total de réservoir** : $V_t = V_r + V_{\text{inc}} = 177.61 \text{ m}^3$

Le volume calculé est de **200 m³**, en dispose d'un réservoir de capacité **100 m³** donc en propose un autre réservoir de **100 m³**

- **Calcul de diamètre de réservoir :**

$V=100 \text{ m}^3$, on prend $H = 4 \text{ m}$.

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 5.64 \text{ m}$$

- **La hauteur d'incendie H inc :** $H_{inc} = \frac{4 V_{inc}}{\pi D^2} = 2.40 \text{ m}$
- **Calcul de la hauteur d'eau à desservir :** $H_d = H - H_{inc} = 1.60 \text{ m}$

III.9.6. Vérification de volume du réservoir Sebouka-El Menechar R6:

Le tableau ci-après représente les caractéristiques du réservoir Sebouka El Menechar R6 :

TableauIII.11. Les caractéristiques du réservoir Sebouka el Manchar R6.

Réservoir Sebouka el Manchar R6		
Alimentation	Alimenté par gravité à partir de réservoir El Menechar	
Population	4163 habitants	
	$K_{max.h} = 2$	
Besoins	Distribution vers Sebouka-El Menechar, Bouchertioua.	1428.557 m³/j

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

TableauIII.12. Vérification de volume du réservoir Sebouka-El Menechar R6.

Heure	Apport %	distribution	Déficit ou surplus	résidu
00-01	4,16	0,75	3,41	3,41
01-02	4,16	0,75	3,41	6,82
02-03	4,16	1	3,16	9,98
03-04	4,16	1	3,16	13,14
04-05	4,16	3	1,16	14,30
05-06	4,16	5,5	-1,34	12,96

06-07	4,16	5,5	-1,34	11,62
07-08	4,16	5,5	-1,34	10,28
08-09	4,17	3,5	0,67	10,95
09-10	4,17	3,5	0,67	11,62
10-11	4,17	6	-1,83	9,79
11-12	4,17	8,5	-4,33	5,46
12-13	4,17	8,5	-4,33	1,13
13-14	4,17	6	-1,83	-0,70
14-15	4,17	5	-0,83	-1,53
15-16	4,17	5	-0,83	-2,36
16-17	4,17	3,5	0,67	-1,69
17-18	4,17	3,5	0,67	-1,02
18-19	4,17	6	-1,83	-2,85
19-20	4,17	6	-1,83	-4,68
20-21	4,17	6	-1,83	-6,51
21-22	4,17	3	1,17	-5,34
22-23	4,17	2	2,17	-3,17
23-24	4,17	1	3,17	0
Total	100	100	0	

D'après le tableau ci-dessus :

- **Résidu max Pmax** : $P_{\max} = / R^{+} \max / + / R^{-} \max / = 20.81\%$
- **Volume total de réservoir** : $V_t = V_r + V_{\text{inc}} = 417.28 \text{ m}^3$

Le volume calculé est de 450 m^3 , on dispose d'un réservoir de capacité 150 m^3 donc en propose un autre réservoir de 300 m^3 .

- **Calcul de diamètre de réservoir** : $V=300\text{m}^3$, on prend $H = 4 \text{ m}$.

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 9.77 \text{ m}$$

- **La hauteur d'incendie H inc** : $H_{\text{inc}} = \frac{4 V_{\text{inc}}}{\pi D^2} = 1.6 \text{ m}$

- Calcul de la hauteur d'eau à desservir :

$$H_d = H - H_{inc} = 4 - 1.6 = 2.4 \text{ m}$$

III.9.7. Vérification de volume du réservoir existant Lemsala R7:

Le tableau ci-après représente les caractéristiques du réservoir existant Lemsala R7

Tableau III.13. Les caractéristiques du réservoir existant Lemsala R7.

Réservoir existant Lemsala R7			
Alimentation	Alimenté par refoulement à partir de réservoir Afra.		
Population	5281 habitants		
Besoins	Adduction vers Bourzine		735.69 m ³ /j
	Adduction vers Msiziara		854.51 m ³ /j
	Distribution vers Ahmam	K _{max} .h = 2.5	213.9 m ³ /j
			1804.1 m ³ /j

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.14. Vérification de volume du réservoir existant lemsala R7.

Heure	Apport %	Distribution Ahmam %	Adduction Msiziara %	Adduction Bourzine %	Déficit ou surplus %	Résidu %
00_01	0	0,071	1,973	1,70	-3,744	-3,74400
00_02	0	0,071	1,973	1,70	-3,744	-7,49
00_03	5	0,142	1,973	1,70	1,185	-6,30
00_04	5	0,237	1,973	1,70	1,090	-5,21
00_05	5	0,415	1,973	1,70	0,912	-4,30
00_06	5	0,415	1,973	1,70	0,912	-3,39
00_07	5	0,534	1,973	1,70	0,794	-2,59
00_08	5	1,210	1,973	1,70	0,118	-2,48
00_09	5	1,044	1,973	1,70	0,284	-2,19
00_10	5	0,771	1,973	1,70	0,557	-1,64
00_11	5	0,486	1,973	1,70	0,841	-0,79
00_12	5	0,486	1,973	1,70	0,841	0,05

00_13	5	0,415	1,973	1,70	0,912	0,96
00_14	5	0,415	1,973	1,70	0,912	1,87
00_15	5	0,557	1,973	1,70	0,770	2,64
00_16	5	0,735	1,973	1,70	0,592	3,23
00_17	5	1,233	1,973	1,70	0,094	3,33
00_18	5	1,115	1,973	1,70	0,213	3,54
00_19	5	0,866	1,973	1,70	0,462	4,00
00_20	5	0,190	1,973	1,70	1,138	5,14
00_21	5	0,190	1,973	1,70	1,138	6,28
00_22	5	0,119	1,973	1,70	1,209	7,49
00_23	0	0,071	1,973	1,70	-3,744	3,74
00_24	0	0,071	1,973	1,70	-3,744	0
total	100	11,86	47,360	40,780	0,000	

D'après le tableau ci-dessus :

- **Résidu max Pmax** : $P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-max}| = 14.98 \%$
- **Volume total de réservoir** : $V_t = V_{max} + V_{inc} = 390.25 \text{ m}^3$

Le volume calculé est de 500 m^3 , en dispose d'un réservoir de capacité 200 m^3 donc en propose un autre réservoir de 300 m^3

- **Calcul de diamètre de réservoir :**

$V=300 \text{ m}^3$, on prend $H = 4 \text{ m}$.

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 9.77 \text{ m}$$

- **La hauteur d'incendie H inc :**

$$H_{inc} = \frac{4 V_{inc}}{\pi D^2} = 1.60 \text{ m}$$

- **Calcul de la hauteur d'eau à desservir :**

$$H_d = H - H_{inc} = 2.4 \text{ m}$$

III.9.8. Vérification de volume du réservoir Msiziara R8 :

Le tableau ci-après représente les caractéristiques du réservoir Msiziara R8 :

TableauIII.15. Les caractéristiques du réservoir Msiziara R8.

Réservoir Msiziara R9					
Alimentation	Alimenté par gravité à partir de réservoir projeté Lemasla				
Population	2505 habitants				
	Kmax.h = 2.5				
Besoins	Distribution vers	Ahmmam bas	Kmax.h = 2.5	339.35 m ³ /j	854.512 m ³ /j
	Adduction vers	Tighremt		515.162 m ³ /j	

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

TableauIII.16. Vérification de volume du réservoir projeté Msiziara R8.

Heure	Apport %	distribution %	Adduction %	Déficit ou surplus %	résidu %
00-01	0	0,24	2,51	-2,75	-2,75
01-02	0	0,24	2,51	-2,75	-5,50
02-03	5	0,48	2,51	2,01	-3,49
03-04	5	0,74	2,51	1,75	-1,74
04-05	5	1,39	2,51	1,10	-0,64
05-06	5	1,39	2,51	1,10	0,46
06-07	5	1,79	2,51	0,70	1,16
07-08	5	4,07	2,51	-1,58	-0,42
08-09	5	3,50	2,51	-1,01	-1,43
09-10	5	2,60	2,51	-0,11	-1,54
10-11	5	1,62	2,51	0,87	-0,67
11-12	5	1,62	2,51	0,87	0,20
12-13	5	1,39	2,51	1,10	1,30
13-14	5	1,39	2,51	1,10	2,40
14-15	5	1,87	2,51	0,62	3,02

15-16	5	2,46	2,51	0,03	3,05
16-17	5	4,14	2,51	-1,65	1,40
17-18	5	3,74	2,51	-1,25	0,15
18-19	5	2,90	2,51	-0,41	-0,26
19-20	5	0,64	2,51	1,85	1,59
20-21	5	0,64	2,52	1,84	3,43
21-22	5	0,39	2,52	2,09	5,52
22-23	0	0,24	2,52	-2,76	2,76
23-24	0	0,24	2,52	-2,76	0
Total	100	39,72	60,28	0	

D'après le tableau ci-dessus :

- **Résidu max Pmax** : $P_{\max} = |R^{+\max}| + |R^{-\max}| = 11.02 \%$
- **Volume total de réservoir** : $V_t = V_r + V_{\text{inc}} = 214.17 \text{ m}^3$

Le volume calculé est de **250 m³**, en dispose d'un réservoir de capacité **100 m³** donc en propose un autre réservoir de **150 m³**.

- **Calcul de diamètre de réservoir** :

$$V=150 \text{ m}^3, \text{ on prend } H = 4 \text{ m.} \quad D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 6.91 \text{ m}$$

- **La hauteur d'incendie H inc** : $H_{\text{inc}} = \frac{4 V_{\text{inc}}}{\pi D^2} = 3.20 \text{ m}$

- **Calcul de la hauteur d'eau à desservir** : $H_d = H - H_{\text{inc}} = 0.8 \text{ m}$

III.9.9. Vérification de volume du réservoir Tighremt R9:

Le tableau ci-après représente les caractéristiques du réservoir Tighremt R9 :

Tableau III.17. Les caractéristiques du réservoir Tighremt R9.

Réservoir Tighremt R9	
Alimentation	Alimenté par gravité à partir de réservoir projeté Lemsala
Population	1105 habitants
	$K_{\text{max.h}} = 2.5$
Besoins	Distribution Tighremt 515.16 m³/j

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.18. Vérification de volume du réservoir Tighremt R9.

Heure	Apport %	distribution	Déficit ou surplus	résidu
00-01	4,16	0,6	3,56	3,56
01-02	4,16	0,6	3,56	7,12
02-03	4,16	1,2	2,96	10,08
03-04	4,16	2	2,16	12,24
04-05	4,16	3,5	0,66	12,90
05-06	4,16	3,5	0,66	13,56
06-07	4,16	4,5	-0,34	13,22
07-08	4,16	10,2	-6,04	7,18
08-09	4,17	8,8	-4,63	2,55
09-10	4,17	6,5	-2,33	0,22
10-11	4,17	4,1	0,07	0,29
11-12	4,17	4,1	0,07	0,36
12-13	4,17	3,5	0,67	1,03
13-14	4,17	3,5	0,67	1,70
14-15	4,17	4,7	-0,53	1,17
15-16	4,17	6,2	-2,03	-0,86
16-17	4,17	10,4	-6,23	-7,09
17-18	4,17	9,4	-5,23	-12,32
18-19	4,17	7,3	-3,13	-15,45
19-20	4,17	1,6	2,57	-12,88
20-21	4,17	1,6	2,57	-10,31
21-22	4,17	1	3,17	-7,14
22-23	4,17	0,6	3,57	-3,57
23-24	4,17	0,6	3,57	0
Total	100	100	0	

D'après le tableau ci-dessus

- **Résidu max Pmax** : $P_{max} = |R^{+}_{max}| + |R^{-}_{max}| = 29.01 \%$
- **Volume total de réservoir** : $V_t = V_r + V_{inc} = 269.45 \text{ m}^3$

Le volume calculé est de **300 m³**, en dispose d'un réservoir de capacité **50 m³** donc en propose un autre réservoir de **250 m³**.

- **Calcul de diamètre de réservoir :**

$V=250 \text{ m}^3$, on prend $H = 4 \text{ m}$.

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 8.923 \text{ m}$$

- **La hauteur d'incendie H inc :**

$$H_{inc} = \frac{4V_{inc}}{\pi D^2} = 1.60 \text{ m}$$

- **Calcul de la hauteur d'eau à desservir :**

$$H_d = H - H_{inc} = 2.4 \text{ m}$$

III.9.10. Vérification de volume du réservoir Bourzine R10:

Le tableau ci-après représente les caractéristiques du réservoir Bourzine R10 :

Tableau III.19. Les caractéristiques du réservoir Bourzine R10.

Réservoir existant Bourzine R10.					
Alimentation	Alimenté par refoulement à partir de réservoir existant Lemasla.				
Population	2147 habitants				
Besoins	Distribution vers	Aguerioune	Kmaxh= 2.5	335.703m ³ /j	735.724 m ³ /j
	Adduction vers	Ouled-laziz		400.021 m ³ /j	

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.20. Vérification de volume du réservoir Bourzine R10.

Heure	Apport %	Distribution %	Adduction %	Déficit ou surplus %	Résidu %
00_01	0	0,27	2,27	-2,54	-2,54
00_02	0	0,27	2,27	-2,54	-5,08
00_03	5	0,55	2,27	2,19	-2,89
00_04	5	0,91	2,27	1,82	-1,07
00_05	5	1,60	2,27	1,14	0,07
00_06	5	1,60	2,27	1,14	1,21

00_07	5	2,05	2,27	0,68	1,89
00_08	5	4,65	2,27	-1,92	-0,03
00_09	5	4,02	2,27	-1,28	-1,31
00_10	5	2,97	2,27	-0,23	-1,54
00_11	5	1,87	2,27	0,86	-0,68
00_12	5	1,87	2,27	0,86	0,18
00_13	5	1,60	2,27	1,14	1,32
00_14	5	1,60	2,27	1,14	2,46
00_15	5	2,14	2,27	0,59	3,05
00_16	5	2,83	2,27	-0,09	2,95
00_17	5	4,75	2,27	-2,01	0,94
00_18	5	4,29	2,27	-1,55	-0,61
00_19	5	3,33	2,27	-0,60	-1,21
00_20	5	0,73	2,27	2,00	0,80
00_21	5	0,73	2,27	2,00	2,80
00_22	5	0,46	2,27	2,28	5,08
00_23	0	0,27	2,27	-2,54	2,54
00_24	0	0,27	2,27	-2,54	0
total	100	45,63	54,37	0	

D'après le tableau ci-dessus :

- **Résidu max Pmax** : $P_{\max} = |R^{+\max}| + |R^{-\max}| = 10.16 \%$
- **Volume total de réservoir** : $V_t = V_r + V_{\text{inc}} = 194.75 \text{ m}^3$

Le volume calculé est de 194.75 m^3 , alors le réservoir sera d'une capacité de réservoir existent 200 m^3 .

- **Calcul de diamètre de réservoir** :

$V=200 \text{ m}^3$, on prend $H = 4 \text{ m}$.

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 8 \text{ m}$$

- **La hauteur d'incendie H inc** :

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 V_{\text{inc}}}{\pi D^2} = 2.40 \text{ m}$$

- Calcul de la hauteur d'eau à desservir :

$$H_d = H - H_{inc} = 1.6 \text{ m}$$

III.9.11. Dimensionnement du réservoir Ouled laziz R11:

Le tableau ci-après représente les caractéristiques du réservoir Ouled laziz R12 :

Tableau III.21. Les caractéristiques du réservoir Ouled laziz R11.

Réservoir Ouled laziz R11.		
Alimentation	Alimenté par refoulement à partir de réservoir Bourzine.	
Population	1157 habitants	
Besoins	Ouled -laaziz, Timrijine	400.021 m³/j

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.22. Dimensionnement du réservoir Ouled laaziz R11

Heure	Apport %	distribution	Déficit ou surplus	résidu
00-01	4,16	0,6	3,56	3,56
01-02	4,16	0,6	3,56	7,12
02-03	4,16	1,2	2,96	10,08
03-04	4,16	2	2,16	12,24
04-05	4,16	3,5	0,66	12,90
05-06	4,16	3,5	0,66	13,56
06-07	4,16	4,5	-0,34	13,22
07-08	4,16	10,2	-6,04	7,18
08-09	4,17	8,8	-4,63	2,55
09-10	4,17	6,5	-2,33	0,22
10-11	4,17	4,1	0,07	0,29
11-12	4,17	4,1	0,07	0,36
12-13	4,17	3,5	0,67	1,03
13-14	4,17	3,5	0,67	1,70
14-15	4,17	4,7	-0,53	1,17
15-16	4,17	6,2	-2,03	-0,86
16-17	4,17	10,4	-6,23	-7,09

17-18	4,17	9,4	-5,23	-12,32
18-19	4,17	7,3	-3,13	-15,45
19-20	4,17	1,6	2,57	-12,88
20-21	4,17	1,6	2,57	-10,31
21-22	4,17	1	3,17	-7,14
22-23	4,17	0,6	3,57	-3,57
23-24	4,17	0,6	3,57	0
Total	100	100	0	

D'après le tableau ci-dessus :

- **Résidu max Pmax** : $P_{\max} = |R^{+\max}| + |R^{-\max}| = 29.01 \%$
- **Volume total de réservoir** : $V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 236.05 \text{ m}^3$

Le volume calculé est de 236.05 m^3 , alors le réservoir projeté sera d'une capacité de 250 m^3 .

- **Calcul de diamètre de réservoir :**

$V=250 \text{ m}^3$, on prend $H = 4 \text{ m}$.

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 8.92 \text{ m}$$

- **La hauteur d'incendie H inc :**

$$H_{\text{inc}} = \frac{4V_{\text{inc}}}{\pi D^2} = 1.92 \text{ m}$$

- **Calcul de la hauteur d'eau à desservir :**

$$H_d = H - H_{\text{inc}} = 2.08 \text{ m}$$

III.10. Tableau récapitulatif de la capacité de stockage des réservoirs:

Tableau III.23 Tableau récapitulatif de la capacité de stockage des réservoirs.

Réservoirs dimensionnés	Volume Existant (m3)	Etat	Volume Projeté (m3)
Ighil Alia R1		Insuffisant	5000
Afra R2	500	Insuffisant	1000
Tala ouguillil R3	500	Suffisant	
Elmenchar R4		Insuffisant	500
Laafar R5	100	Insuffisant	100
Sbouka El Menchar R6	150	Insuffisant	300
Lemsala existant R7	200	Insuffisant	300
Msiziara R8	100	Insuffisant	150
Tighramt R9	50	Insuffisant	250
Bourzine R10	200	Suffisant	
Ouled laziz R11		Insuffisant	250

III.11. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de définir les volumes utiles des réservoirs, ainsi que leurs dimensions (capacités des réservoirs, les diamètres et Hauteurs), en tenant compte des besoins journaliers et des réserves de sécurité. Ces éléments sont essentiels pour assurer un stockage adapté et une distribution continue de l'eau potable aux populations desservies. La suite de l'étude portera sur le dimensionnement des conduites.

Chapitre IV :

Adduction

IV.1. Introduction :

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des opérations de transport de l'eau jusqu'aux points de consommation (depuis sa source jusqu'aux réservoirs de stockage ou jusqu'au réseau de distribution. Dans ce cadre, il devient crucial d'étudier les différents aspects liés à la conception en tenant compte des conditions techniques, économiques...

IV.2. Type d'adduction :

L'adduction d'eau regroupe 3 systèmes qui permettent d'acheminer l'eau depuis les sources jusqu'aux zones de consommation, ces systèmes varient selon la configuration du terrain, la distance entre la source et le point de distribution, le volume d'eau requis, et les moyens disponibles. On distingue les types suivant : [9]

IV.2.1. Adduction gravitaire :

L'eau circule naturellement par gravité, sans besoin d'énergie électrique, lorsque la source est en altitude par rapport aux points de consommation.

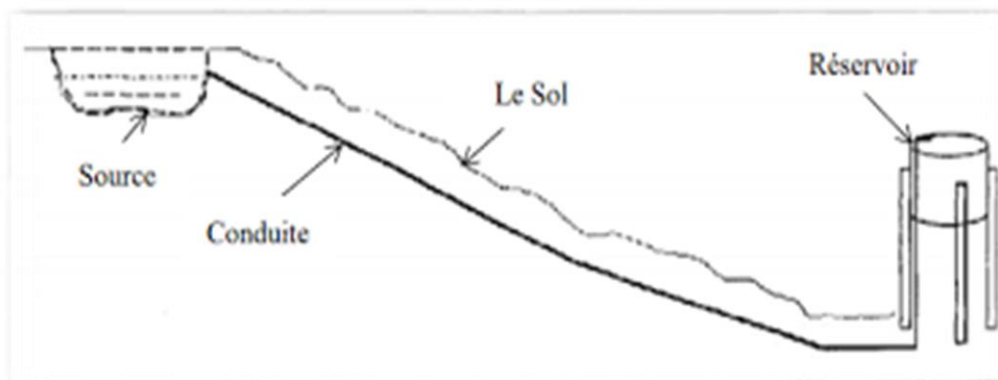


Figure IV.1 : Adduction gravitaire

IV.2.2. Adduction par refoulement :

L'eau est acheminée à l'aide de pompes, notamment lorsque la source se trouve à un niveau inférieur ou à une certaine distance. Ce système nécessite de l'énergie et un entretien régulier.

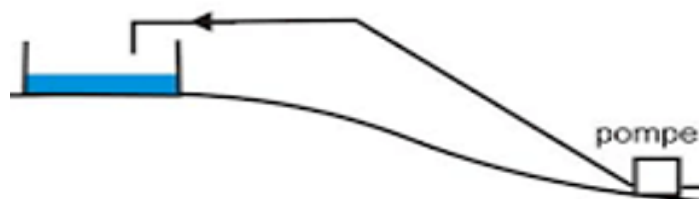


Figure IV.2 : Adduction par refoulement

IV.2.3. Adduction mixte :

L'adduction mixte est un système qui combine à la fois l'adduction gravitaire et l'adduction sous pression. Elle est utilisée lorsque la configuration du terrain ou la distance entre la source et les usagers ne permet pas de recourir à un seul type d'adduction.

Ce système est souvent adopté dans les zones montagneuses, les régions à topographie irrégulière ou lorsqu'il existe plusieurs sources à des altitudes différentes.

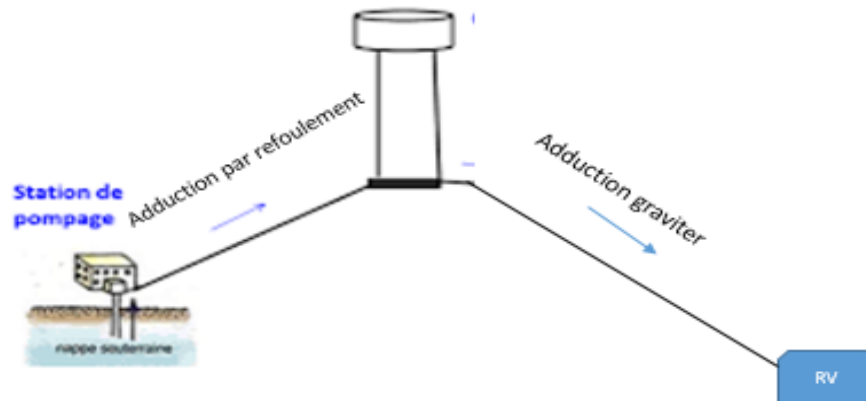


Figure IV.3 : Adduction mixte

IV.3. Critères de choix du tracé :

Le choix du tracé des conduites d'adduction d'eau dépend de plusieurs facteurs à prendre en compte. À savoir :

Topographie :

Choisir un tracé qui suit la pente naturelle du terrain pour favoriser l'écoulement gravitaire et limiter le besoin de pompage.

❖ Distance :

❖ Choisir le chemin le plus direct possible pour réduire les pertes de charges et le coût des matériaux.

❖ Nature du sol :

Privilégier les sols faciles à creuser (argileux ou sablonneux), en évitant les zones rocheuses ou instables qui augmentent les coûts de pose.

❖ Accessibilité :

Faciliter l'accès aux engins de chantier pour l'installation, l'entretien et les réparations, et éviter les zones inaccessibles ou protégées.

❖ Contraintes humaines :

Éviter les zones habitées, les terrains privés, les routes ou infrastructures qui compliqueraient les travaux ou engendraient des coûts supplémentaires.

❖ Cout :

Rechercher un équilibre entre le cout initial d'investissement et les couts d'exploitation et de maintenance à long terme.

IV.4. Critères de choix de type de conduite**IV.4.1. Conduite en acier :**

Les conduites en acier, sont utilisées dans les réseaux d'adduction d'eau potable lorsque des fortes pressions sont requises ou pour des installations nécessitant des grandes longueurs de conduite. L'acier capable de supporter des contraintes mécaniques importantes.

❖ Avantage :

- L'acier est particulièrement résistant à la pression, ce qui le rend adapté aux conduites longues ou à forte pression.
 - Peuvent durer plusieurs années si elles sont bien entretenues.
 - Ils sont capables de résister à des conditions de travail extrêmes (climatiques...)
- [9]

❖ Inconvénients :

- Il est susceptible à la rouille, particulièrement en présence d'humidité, C'est la raison pour laquelle les tuyaux en acier doivent être protégés intérieurement et extérieurement par des revêtements anticorrosifs.
- C'est un matériau lourd, ce qui rend l'installation plus coûteuse et difficile à réaliser par rapporte à d'autres matériaux.
- Le cout des conduites est plus élevé que celui d'autres matériaux.



Figure IV. 4 : Conduite en acier

IV.4.2. Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité) :

Le PEHD est un plastique flexible, très résistant aux chocs et aux conditions climatiques difficiles. Ce matériau est particulièrement adapté pour les installations souterraines, car il peut résister aux mouvements de terrain et variation de de température et des réseaux à forte pression.

❖ **Avantage :**

- Grâce à sa flexibilité le PEHD peut supporter les mouvements du sol.
- Le PEHD ne subit pas de corrosion. Et résiste aux produits chimiques, ce qui le rend durable dans de conditions environnementales difficiles.
- La durée de vie des conduites en PEHD peut dépasser 50 ans, et elles nécessitent moins d'entretien.

❖ **Inconvénients :**

- Le PEHD est généralement plus cher que PVC.
- Le PEHD est résistant mais n'est pas aussi adapté aux réseaux ou les pressions sont extrêmement élevées, ce qui limite son usage dans certaines applications.



Figure IV.5 : Conduite en PEHD

IV.4.3. Conduite en PVC (Polychlorure de Vinyle) :

Le PVC est un matériau plastique rigide, fréquemment utilisé dans les réseaux d'eau potable pour sa légèreté et sa facilité de mise en œuvre. Ce matériau peut être utilisé pour des conduites de petit et moyen diamètre.

❖ Avantage :

- Le PVC est un matériau très léger, ce qui facilite son transport et son installation sur le chantier. De plus les conduites en PVC sont faciles à couper et à ajuster.
- Comparé à d'autres matériaux le PVC est moins coûteux.
- Le PVC ne nécessite pas d'entretien particulier, ce qui réduit les coûts de maintenance à long terme.

❖ Inconvénients :

- Le PVC est plus adapté aux réseaux à pression modérée et peut se fissurer sous des pressions trop élevées, ce qui limite son utilisation dans certains types de réseaux.
- Le PVC est plus fragile que les autres matériaux, il peut se casser sous des impacts violents, ce qui nécessite une manipulation prudente lors de l'installation.
- Les conduites en PVC exposées à la lumière du soleil peuvent se dégrader avec le temps, ce qui les rend moins adaptées aux installations en extérieur sans protection adéquate.



Figure IV.6 : Conduite en PVC

IV.4.4. Conduite en fonte :

Les conduites en fonte peuvent être utilisées pour l'adduction d'eau, les réseaux d'assainissement et l'irrigation. Elles sont conçues aussi pour transporter des substances chimiques agressives telles que les hydrocarbures, les fluides à haute température et les acides. Leur composition spéciale les rend résistantes à ces agents corrosifs.

❖ Avantage :

- La fonte peut supporter de fortes pressions.
- La durée de vie des conduites en fonte est de plus de 50 ans si elles sont bien entretenues.
- Grâce à des joints en caoutchouc, les conduites en fonte sont relativement faciles à l'assemblage, ce qui permet de réduire le temps de chantier.
- Capable de résister à des chocs mécaniques, réduisant les risques de fissures ou de cassures.

❖ Inconvénients :

- La fonte est généralement plus chère que PVC et PEHD en termes de fourniture et d'installation.
- La fonte est lourde, ce qui peut compliquer son transport et sa manipulation sur le chantier.



Figure IV.7 : Conduite en fonte

IV.5. Étude technico-économique des conduites :

Le choix du diamètre de la conduite le plus économique repose sur deux critères essentiels.

Techniquement, le diamètre de la conduite doit pouvoir faire circuler le plus grand débit à des vitesses acceptables, en assurant une pression de service compatible avec la résistance du conduit.

Les frais d'investissement (frais d'exploitation et les frais d'amortissement) sont proportionnels aux diamètres des conduites.

La vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

IV.5.1. Calcul de diamètre économique de la conduite :

❖ Pour les conduites par refoulement on utilise les formules suivantes : [8]

$$\text{Formule de BONNIN : } D_1 = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.1})$$

$$\text{Formule de BRESS : } D_2 = 1.5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- **D** : diamètre de la conduite (m)
- **Q** : débit transitant dans la conduite (m³)

Entre les valeurs de diamètre calculées par les deux formules de BONNIN et celle de BRESS, on choisira le diamètre le plus économique.

❖ Pour les conduites gravitaires on utilise les formules suivantes : [8]

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{\max} \times \pi}} \quad (\text{IV.3})$$

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

Avec

- D_{\min} : diamètre minimale de la conduite en (m)
- D_{\max} : diamètre maximal de la conduite en (m)
- Q : débit transitant dans la conduite en m^3
- V_{\max} : la vitesse maximale de l'écoulement dans la conduite qui est de 1.5 m/s
- V_{\min} : la vitesse minimale de l'écoulement dans la conduite qui est de 0.5 m/s

I.V.5.2. Calcul de la vitesse :

On utilise la formule suivante : $V = \frac{4Q}{\pi D^2}$ (IV.5)

Avec :

- V : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- Q : débit transitant dans la conduite (m^3/s) ;
- D : diamètre de la conduite (m).

I.V.5.3. Calcul des pertes de charge :

On distingue deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction :

- a. Pertes de charge linéaires
- b. Pertes de charge singulières

a. Pertes de charge linéaires :

On utilise la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_L = \lambda \times L \times \frac{V^2}{2gD} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- ΔH_L : perte de charge linéaire (m)
- L : longueur de conduite (m)
- g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{m/s}^2$)
- λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

▪ **Calcul du coefficient des pertes de charge λ :**

Dans les différents régimes, on utilise les formules suivantes : [8]

✓ **Régime turbulent rugueux :**

On utilise la formule de NIKURADZE :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D})^{-2} \quad (\text{IV.7})$$

✓ **Régime transitoire :**

On utilise la formule de COLEBROOK - WHITE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

- **J** : perte de charge par frottement en m/ml
- **λ** : coefficient de pertes de charge
- **D** : diamètre du tuyau en m
- **V** : vitesse d'écoulement en m/s
- **g** : accélération de la pesanteur en m/s²
- **L** : longueur de la conduite en m
- **K** : coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit

$$\mathbf{K = K_0 + \alpha \times t} \quad (\text{IV.9})$$

D'où :

- **K₀** : rugosité absolue des tuyaux neufs
- **α** : coefficient de vieillissement déterminé par l'abaque de M. PETER LAMON
- **α** : 0.036 mm/ans, qui correspond à la zone de faible agressivité
- **t** : temps de service = 30 ans

Pour les tubes en PEHD :

$$\mathbf{K = 0.01} \quad \text{si } \mathbf{D \leq 200mm}$$

$$\mathbf{K = 0.02} \quad \text{si } \mathbf{D > 200mm}$$

- **Re** : nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$\mathbf{R = \frac{VD}{\nu}} \quad (\text{IV.10})$$

- **V** : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s)
- **D** : diamètre intérieur de la conduite en (m)
- **v** : viscosité cinématique de l'eau = $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, calculée par la formule de Stokes

$$v = \frac{0.0178}{1+0.0337t+0.0022t^2} \quad (\text{IV.11})$$

Avec : **t** : température de l'eau

b. Pertes de charge singulières :

Les pertes de charge singulières sont estimées à : [8]

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

$$\Delta H_t = 1.1 \times \Delta H_L \quad (\text{IV.12})$$

- 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte et acier :

$$\Delta H_t = 1.15 \times \Delta H_L \quad (\text{IV.13}) \quad [8]$$

IV.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) :

La HMT est la hauteur d'eau équivalente à la pression totale développée par une pompe pour surmonter la hauteur géométrique, et les pertes de charge.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_t \quad (\text{IV.14})$$

IV.5.5. Calcul de la puissance absorbée par la pompe :

La puissance absorbée par la pompe est nécessaire pour faire fonctionner la pompe et transférer de l'énergie au fluide pompé. [8]

Elle est déterminée par la formule suivante :
$$P_a = \frac{g \times Q \times \text{HMT}}{\eta} \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

- **P_a** : puissance totale en KW
- **g** : accélération de la pesanteur en m/s²
- **Q** : débit refoulé par la pompe en m³ /s
- **HMT** : hauteur manométrique totale m
- **η** : rendement de la pompe (60% - 80%).

IV.5.6. Energie consommée par la pompe :

Pour estimer l'énergie consommée par la pompe on utilise cette formule :

$$E = P_a \times t \times 365 \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

- **E** : Energie consommée par la pompe (KWh/an)
- **Pa** : puissance absorbée par la pompe (KW)
- **t** : nombres d'heures de pompage dans notre cas c'est (20h) [8]

IV.5.7. Evaluation des frais d'exploitation :

On les calcule par la formule suivante :

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

Avec :

- **E** : énergie consommée par la pompe (KW/h)
- **e** : prix unitaire de KWh, fixé par la SONALGAZ (4.23 DA) [8]

IV.5.8. Evaluation des frais d'amortissement :

On les calcule par la formule suivante :

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

Avec :

- **Pu** : prix revient de la conduite (Da) ;
- **L** : longueur de la conduite ;
- **A** : coefficient d'annuité, calculé par la formule suivante :

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

Avec :

- **i** : taux d'annuité adopté égale à 8%
- **n** : nombre d'année d'amortissement (30 ans)

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1+0.08)^{30}-1} + 0.08 \quad A = 0.089 \quad [8]$$

IV.5.9. Calcul du bilan :

On utilise la formule suivante :

$$BL = F_{exp} + F_{am} \quad (IV.20)$$

Avec :

- F_{exp} : frais d'exploitation (Da)
- F_{am} : frais d'amortissement (Da)
- BL : bilan (Da) [8]

IV.6. Dimensionnement de réseau d'adduction :

IV.6.1. Adduction gravitaire :

IV.6.1.1. Tronçon R1 Ighil Alia – R2 Afra :

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0.11344 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1719 \text{ m} \quad H_g = 34 \text{ m}$$

❖ Calcul de diamètre : En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve :

$$D_{min} = 0,310 \text{ m} \quad D_{max} = 0.5376 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont : 400, 500, 630 mm

Vu que la zone est très accidentée (beaucoup de changements de directions) par conséquent les pertes de charge singulières sont estimées à 10%.

Tableau IV.1. Calcul des pertes de charge totales du tronçon réservoir Ighil Alia–R2 Afra

PEHD PN6	Diamètre (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	charge à l'arrivée
400	0,3694	113,44	1,06	369057	0,014856	1719	4,35	34	29,65
500	0,4618	113,44	0,68	295214	0,01418437	1719	1,36	34	32,64
630	0,5818	113,44	0,43	234324	0,01353627	1719	0,41	34	33,59

Afin d'assurer l'adduction en eau depuis le R1 vers R2, il est nécessaire que :

$$\Delta H_t \leq H_g, (4.35 \leq 34) \text{ donc la condition est satisfaite}$$

On opte pour une conduite de DN400 mm, permettant une vitesse d'écoulement de 1.06 m/s.

Pour maintenir ce même débit avec une même vitesse et un même diamètre, une vanne à papillon sera installée afin de générer des pertes de charge singulières et assurer un bon fonctionnement du système hydraulique.

- ❖ Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv :

$$Jv = Hg - \Delta H_t$$

$$Jv = 29.65 \text{ m}$$

- ❖ Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ :

$$\xi = Jv \times 2 \times \left(\frac{g}{v^2}\right)$$

$$\xi = 517.74$$

- ❖ Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ :

L'angle d'ouverture de la vanne est déterminé d'après l'abaque donné dans (l'annexe VI.1).

Avec un angle d'ouverture de 66.2 °.

IV.6.1.2. Tronçon R4 Elmencher – R5 laafar :

- ❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0.00230 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1606 \text{ m} \quad Hg = 201 \text{ m}$$

- ❖ Calcul de diamètre : on trouve :

$$D_{\min} = 0.0441 \text{ m} \quad D_{\max} = 0.07654 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont : 63, 75, 90, 110 mm.

Tableau IV.2. Calcul des pertes de charge totales du tronçon R4 El Mencher – R5 laafar

PEHD PN25	Diamètre (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	charge à l'arrivée
63	0,0458	2,3	1,397	60351	0,0243	1606	93,376	201	107,624
75	0,0544	2,3	0,990	50810	0,0233	1606	37,734	201	163,266
90	0,0654	2,3	0,685	42264	0,0222	1606	14,326	201	186,674
110	0,0798	2,3	0,460	34638	0,0211	1606	5,037	201	195,963

Afin d'assurer l'adduction en eau depuis le R4 vers R5, il est nécessaire que :

$$\Delta H_t \leq Hg, (93.376 \leq 201) \text{ donc la condition est satisfaite}$$

On opte pour une conduite de de DN63 mm, permettant une vitesse d'écoulement de 1.397 m/s. Pour maintenir ce même débit avec une même vitesse et un même diamètre, une vanne à papillon sera installé afin de générer des pertes de charge singulières et assurer un bon fonctionnement de système hydraulique.

- ❖ Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv :

$$Jv = Hg - \Delta H_t$$

$$Jv = 107.624 \text{ m}$$

- ❖ Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ :

$$\xi = Jv \times 2 \times \left(\frac{g}{v^2}\right)$$

$$\xi = 346.32$$

- ❖ Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ :

L'angle d'ouverture de la vanne est déterminé d'après l'abaque donné dans (l'annexe VI.1). Avec un angle d'ouverture de 64° .

IV.6.1.3. Tronçon R4 Elmencher – R6 Sebouka-El Menchar :

- ❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0.016534 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 987 \text{ m}$$

$$Hg = 20 \text{ m}$$

- ❖ Calcul de diamètre : on trouve :

$$D_{\min} = 0.118 \text{ m} \quad D_{\max} = 0.205 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont : 125, 160, 200, 250 mm.

Tableau IV.3. Calcul des pertes de charge totales du tronçon R4 Elmencher – R6 Sebouka

PEHD PN6	Diamètre (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	charge à l'arrivée
125	0,1154	16,534	1,582	172186	0,0193	987	23,114	20	-3,114
160	0,1476	16,534	0,967	134622	0,0182	987	6,373	20	13,627
200	0,1846	16,534	0,618	107639	0,0173	987	1,979	20	18,021

Afin d'assurer l'adduction en eau depuis le R4 vers R6, il est nécessaire que :

$$\Delta H_t \leq Hg, (6.373 \leq 20 \text{ donc la condition est satisfaite})$$

On opte pour une conduite de DN160 mm, permettant une vitesse d'écoulement de 0.967 m/s.

Pour maintenir ce même débit avec une même vitesse et un même diamètre, une vanne à papillon sera installé afin de générer des pertes de charge singulières et assurer un bon fonctionnement de système hydraulique.

- ❖ Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv :

$$Jv = Hg - \Delta H_t$$

$$Jv = 13.627 \text{ m}$$

- ❖ Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ :

$$\xi = Jv \times 2 \times \left(\frac{g}{v^2}\right)$$

$$\xi = 276.48$$

- ❖ Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ :

L'angle d'ouverture de la vanne est déterminé d'après l'abaque donné dans (l'annexe VI.1). Avec un angle d'ouverture de 62.5° .

IV.6.1.4. Tronçon R7 Lemsala – R10 Msiziara :

- ❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0.00989 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1618 \text{ m} \quad Hg = 46 \text{ m}$$

- ❖ Calcul de diamètre : on trouve :

$$D_{\min} = 0.0916 \text{ m} \quad D_{\max} = 0.1587 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont : 110, 125, 160 mm.

Tableau IV.4. Calcul des pertes de charge totales du tronçon R7 projeté Lemsala – R8 Msiziara

PEHD PN6	Diamètre (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	charge à l'arrivée
110	0,1016	9,89	1,221	116984	0,0199	1618	26,426	46	19,574
125	0,1154	9,89	0,946	102995	0,0193	1618	13,557	46	32,443
160	0,1476	9,89	0,578	80526	0,0182	1618	4,078	46	41,922

Afin d'assurer l'adduction en eau depuis le R7 vers R9, il est nécessaire que :

$$\Delta H_t \leq Hg, (26.42 \leq 46) \text{ donc la condition est satisfaite.}$$

IV.6.1.5. Tronçon R9 Msiziara – R10 Tighremt :

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0.005963 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1236 \text{ m}$$

$$H_g = 66 \text{ m}$$

❖ Calcul de diamètre : on trouve :

$$D_{\min} = 0.0711 \text{ m}$$

$$D_{\max} = 0.123 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 90, 110, 125 mm avec une pression nominale de 10 Bars (PN10).

Tableau IV.5. Calcul des pertes de charge totales du tronçon R9 Msiziara – R9 Tighremt.

PEHD PN10	Diamètre (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	charge à l'arrivée
90	0,0792	5,963	1,211	90482	0,0211	1236	27,107	66	38,893
110	0,0968	5,963	0,811	74031	0,0201	1236	9,458	66	56,542
125	1102	5,963	0,000	7	0,0044	1236	0,000	66	66

Afin d'assurer l'adduction en eau depuis le R1 vers R2, il est nécessaire que :

$$\Delta H_t \leq H_g, (27.107 \leq 66) \text{ donc la condition est satisfaite}$$

On opéra pour une conduite de de DN90 mm, permettant une vitesse d'écoulement de 1.211 m/s. Pour maintenir ce même débit avec une même vitesse et un même diamètre, une vanne à papillon sera installé afin de générer des pertes de charge singulières et assurer un bon fonctionnement de système hydraulique.

❖ Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv :

$$Jv = H_g - \Delta H_t \quad Jv = 38.983 \text{ m}$$

❖ Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ :

$$\xi = Jv \times 2 \times \left(\frac{g}{v^2}\right) \quad \xi = 521.53$$

❖ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ :**

L'angle d'ouverture de la vanne est déterminé d'après l'abaque donné dans (l'annexe VI.1).

Avec un angle d'ouverture de 67° .

IV.6.2. Adduction par refoulement :**IV.6.2.1. Tronçon station traitement_ R1 Ighil Alia :**❖ **Caractéristiques du tronçon :**

$$Q = 0.32134 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1250 \text{ m}$$

$$H_g = 161 \text{ m}$$

❖ **Calcul de diamètre :** En utilisant les formules (IV.1), (IV.2) on trouve :

$$D_{\text{Bonnin}} = 0,566 \text{ m}$$

$$D_{\text{Bress}} = 0.850 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont : 630 et 710, 800 mm.

❖ **Calcul de la hauteur manométrique total :**

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (IV.6) suivant :

Tableau IV.6. Calcul de la Hmt du tronçon station traitement_ R1 Ighil Alia

Acier PN40	Diamètre (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	HMT
600	0,6	321,34	1,14	643633	0,013453	1250	2,22	161	163,22
700	0,7	321,34	0,84	551685	0,013048	1250	0,99	161	161,99
800	0,8	321,34	0,64	482724	0,012713	1250	0,50	161	161,50

❖ **Calcul des frais d'amortissement :**

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.7) :

Tableau IV.7. Calcul des frais d'amortissement du tronçon station traitement_ R1.

Acier	Diamètre (m)	Prix de ml (DA)	L(m)	F amort (DA)
600	0,6	42000	1250	4620000,000
700	0,7	56300	1250	6193000,000
800	0,8	61250	1250	6737500,000

❖ Calcul des frais d'exploitation :

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.8) :

Tableau IV.8. Calcul des frais d'exploitation du tronçon station traitement_ R1.

Acier	Diamètre (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	Fexplo (DA)
600	0,6	578,165	4220607,64	17853170,32
700	0,7	575,338	4199964,12	17765848,22
800	0,8	573,821	4188890,52	17719006,89

❖ Calcul du bilan :

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.9) ci-dessous :

Tableau IV.9. Calcul de bilan du tronçon station traitement_ R1.

Acier	Diamètre (mm)	Famort (DA)	Fexplo (DA)	Bilan (DA)
600	0,6	4620000,000	17853170,32	22473170,32
700	0,7	6193000,000	17765848,22	23958848,22
800	0,8	6737500,000	17719006,89	24456506,89

Analyse :

Le diamètre économique est de **600 mm**, avec un bilan **22473170.32 DA**, est caractérisé par une vitesse favorable de **1.14 m/s**.

IV.6.2.2. Tronçon R2 Afra – R3 Tala ouguelliel :

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0.02857 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 2239 \text{ m} \quad Hg = 90 \text{ m}$$

❖ Calcul de diamètre : En utilisant les formules (IV.1), (IV.2) on trouve :

$$DBonin = 0.1690 \text{ m} \quad DBress = 0.2535 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont 200, 250, 315

❖ Calcul de la hauteur manométrique total :

Tableau IV.10. Calcul de la Hmt du tronçon R2 Afra – R3 Tala ouguillil.

PEHD PN16	Diamètre (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	HMT
200	0,1636	28,567	1,360	209848	0,0178	2239	25,190	90	115,190
250	0,2046	28,567	0,869	167797	0,0169	2239	7,828	90	97,828
315	0,2578	28,567	0,548	133170	0,0160	2239	2,342	90	92,342

❖ Calcul des frais d'amortissement :

Tableau IV.11. Calcul des frais d'amortissement du tronçon R2 Afra – R3 Tala ouguillil.

PEHD	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Famort (DA)
200	0,1636	4483,7891	2239	883449,934
250	0,2046	8715,52	2239	1717236,337
315	0,2578	10511,41	2239	2071084,214

❖ Calcul des frais d'exploitation :

Tableau IV.12. Calcul des frais d'exploitation du tronçon R2 Afra – R3 Tala ouguillil.

PEHD	Diamètre (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	Fexplo (DA)
200	0,1636	54,08	394768,90	1669872,43
250	0,2046	36,38	265581,69	1123410,56
315	0,2578	30,90	225550,82	954079,97

❖ Calcul du bilan :

Tableau IV.13. Calcul de bilan du tronçon R2 Afra – R3 Tala ouguillil.

PEHD	Diamètre (mm)	Famort (DA)	Fexplo (DA)	Bilan(DA)
200	0,1636	562573,801	1669872,43	2232446,229
250	0,2046	883449,934	1123410,56	2006860,495
315	0,2578	1717236,337	954079,97	2671316,306

Analyse :

Le diamètre économique est de **250 mm**, avec un bilan **2006860.495 DA**, est caractérisé par une vitesse favorable de **0.869m/s**.

IV.6.2.3. Tronçon R3 Tala ouguelliel – R4 El Menechar :

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0.018832 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1400 \text{ m}$$

$$H_g = 250 \text{ m}$$

❖ Calcul de diamètre : En utilisant les formules (IV.1), (IV.2) on trouve :

$$D_{\text{Bonnin}} = 0.1318 \text{ m}$$

$$D_{\text{Bress}} = 0.1977 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont 125, 150, 200 mm.

❖ **Calcul de la hauteur manométrique total :**

Tableau IV.14. Calcul de la Hmt du tronçon R3 Tala ouguillil – R4 Elmenchar.

Acier PN40	Diamètre (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	HMT
125	0,125	18,832	1,535	181055	0,0189	1400	29,259	250	279,259
150	0,15	18,832	1,066	150879	0,0181	1400	11,757	250	261,757
200	0,2	18,832	0,600	113159	0,0170	1400	2,613	250	252,613

❖ **Calcul des frais d'amortissement :**

Tableau IV.15. Calcul des frais d'amortissement du tronçon R3 Tala ouguillil – R4.

Acier	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Famort (DA)
125	0,125	14000	1400	1724800
150	0,15	16000	1400	1971200
200	0,2	18000	1400	2217600

❖ **Calcul des frais d'exploitation :**

Tableau IV.16. Calcul des frais d'exploitation du tronçon R3 Tala ouguillil – R4

Acier	Diamètre (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	Fexploit (DA)
125	0,125	58,065	423871,69	1792977,257
150	0,15	54,426	397307,18	1680609,364
200	0,2	52,524	383427,85	1621899,814

❖ **Calcul du bilan :**

Tableau IV.17. Calcul de bilan du tronçon R3 Tala ouguillil – R4

Acier	Diamètre (mm)	Famort (DA)	Fexploit (DA)	Bilan (DA)
125	0,125	1724800	1792977,257	3517777,257
150	0,15	1971200	1680609,364	3651809,364
200	0,2	2217600	1621899,814	3839499,814

Analyse :

Le diamètre économique est de **150 mm**, avec un bilan **3957735.891 DA**, est caractérisé par une vitesse favorable de **1.066 m/s**.

IV.6.2.4. Tronçon R2 Afra – R7 Lemsala :

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0.02088 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 887 \text{ m}$$

$$H_g = 114 \text{ m}$$

❖ Calcul de diamètre : En utilisant les formules (IV.1), (IV.2) on trouve :

$$D_{\text{Bonnin}} = 0.144 \text{ m}$$

$$D_{\text{Bress}} = 0.2167 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont : 160, 200, 250 mm.

Tableau IV.18. Calcul de la Hmt du tronçon R2 Afra – R7 Lemsala.

PEHD PN16	Diamètre (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	HMT
160	0,1308	20,88	1,555	191844	0,0187	887	17,190	114	131,190
200	0,1636	20,88	0,994	153381	0,0178	887	5,331	114	119,331
250	0,2046	20,88	0,635	122645	0,0169	887	1,657	114	115,657

❖ Calcul des frais d'amortissement :

Tableau IV.19. Calcul des frais d'amortissement du tronçon R2 Afra – R7 Lemsala.

PEHD	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Famort (DA)
160	0,1308	2855,24078	887	222868,674
200	0,1636	4483,7891	887	349986,642
250	0,2046	8715,52	887	680298,629

❖ Calcul des frais d'exploitation :

Tableau IV.20. Calcul des frais d'exploitation du tronçon R2 Afra – R7 Lemsala

PEHD	Diamètre (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	Fexplo (DA)
160	0,1308	30,228	220665,94	933416,91
200	0,1636	27,496	200719,14	849041,973
250	0,2046	26,649	194538,29	822896,95

❖ Calcul du bilan :

Tableau IV.21. Calcul de bilan du tronçon R2 Afra – R7 Lemsala

PEHD	Diamètre (mm)	Famort (DA)	Fexplo (DA)	Bilan (DA)
160	0,1308	222868,674	933416,9103	1156285,58
200	0,1636	349986,642	849041,9731	1199028,62
250	0,2046	680298,629	822896,9501	1503195,58

Analyse :

Le diamètre économique est de **200 mm**, avec un bilan **1199028.62 DA**, est caractérisé par une vitesse favorable de **0.994 m/s**.

IV.6.2.5. Tronçon R7 Lemsala – R10 Bourzine :

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0.00852 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 786 \text{ m}$$

$$H_g = 144 \text{ m}$$

❖ Calcul de diamètre : En utilisant les formules (IV.1), (IV.2) on trouve :

$$D_{\text{Bonnin}} = 0.0923 \text{ m}$$

$$D_{\text{Bress}} = 0.1384 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont 110, 125, 160 mm.

Tableau IV.22. Calcul de la Hmt du tronçon R7 Lemsala – R10 Bourzine.

Acier	Diamètre (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	HMT
100	0,1	8,52	1,085	102392	0,0199	786	11,295	144	155,295
125	0,125	8,52	0,695	81913	0,0189	786	3,508	144	147,508
150	0,15	8,52	0,482	68261	0,0181	786	1,351	144	145,351

❖ Calcul des frais d'amortissement :

Tableau IV.23. Calcul des frais d'amortissement du tronçon R7 Lemsala – R10 Bourzine.

Acier	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Famort (DA)
100	0,1	11200	786	782604,480
125	0,125	14000	786	968352,000
150	0,15	16000	786	1106688,000

❖ Calcul des frais d'exploitation :

Tableau IV.24 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon R7 Lemsala – R10 Bourzine.

Acier	Diamètre (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	Fexplo (DA)
100	0,1	14,930	108987,36	544936,7933
125	0,125	14,181	103522,54	517612,6976
150	0,15	13,974	102008,47	510042,3546

❖ Calcul du bilan :

Tableau IV.25 : Calcul de bilan du tronçon R7 Lemsala – R10 Bourzine.

Acier	Diamètre (mm)	Famort (DA)	Fexplo (DA)	Bilan (DA)
110	0,09	94749,912	544936,7933	639686,7054
125	0,1022	120835,407	517612,6976	638448,1046
160	0,1308	197491,294	510042,3546	707533,6486

Analyse :

Le diamètre économique est de **125 mm**, avec un bilan **638448.1046 DA**, et caractérisé par une vitesse favorable de **0.695 m/s**.

IV.6.2.6. Tronçon R10 Bourzine – R11 ouled laziz :

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0.00463 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 763 \text{ m} ; \quad H_g = 109 \text{ m}$$

❖ Calcul de diamètre : En utilisant les formules (IV.1), (IV.2) on trouve :

$$D_{\text{Bonnin}} = 0.068 \text{ m}$$

$$D_{\text{Bress}} = 0.102 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont 75, 90, 110, 125, mm.

Tableau IV.26. Calcul de la Hmt du tronçon R10 Bourzine – R11 Ouled laziz.

PEHD PN16	Diamètre (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	HMT
75	0,0614	4,63	1,564	90623	0,0225	763	41,926	109	150,926
90	0,0736	4,63	1,089	75601	0,0215	763	16,175	109	125,175
110	0,09	4,63	0,728	61825	0,0205	763	5,627	109	114,627
125	0,1022	4,63	0,565	54445	0,0198	763	2,889	109	111,889

❖ Calcul des frais d'amortissement :

Tableau IV.27. Calcul des frais d'amortissement du tronçon R10 Bourzine – R11.

PEHD	Diamètre (m)	Prix de ml (DA)	L(m)	Famort (DA)
75	0,0614	705,01788	763	47337,7205
90	0,0736	923,24722	763	61990,5113
110	0,09	1369,85184	763	91977,3319
125	0,1022	1746,98426	763	117299,511

❖ Calcul des frais d'exploitation :

Tableau IV.28. Calcul des frais d'exploitation du tronçon R10 Bourzine – R11.

PEHD	Diamètre (mm)	P (KWatt)	E (KWh)	Fexplo (DA)
75	0,0614	9,931	72494,44	306651,49
90	0,0736	8,236	60125,48	254330,79
110	0,09	7,542	55058,78	232898,63
125	0,1022	7,362	53743,72	227335,94

❖ Calcul du bilan :

Tableau IV.29. Calcul de bilan du tronçon R10 Bourzine – R11.

PEHD	Diamètre (mm)	Famort (DA)	Fexplo (DA)	Bilan(DA)
75	0,0614	47337,7205	306651,49	353989,2072
90	0,0736	61990,5113	254330,79	316321,3049
110	0,09	91977,3319	232898,63	324875,96
125	0,1022	117299,511	227335,94	344635,4534

Analyse :

Le diamètre économique est de **90 mm**, avec un bilan **316321.3049 DA**, et caractérisé par une vitesse favorable de **1.089 m/s**.

IV.7 Tableau récapitulatif :

Tableau IV.30. Tableau récapitulatif des Tronçons.

Tronçons	L (m)	V (m/s)	Débit (l/s)	Diamètre (m)	Type D'Adduction
R1 - R2	1719	1.06	113.44	400	Gravitaire
R4 - R5	1606	1.397	2.3	63	Gravitaire
R4 - R6	987	0.967	16.532	160	Gravitaire
R7 - R8	1618	1.221	9.89	110	Gravitaire
R8 - R9	1236	1.211	5.963	90	Gravitaire
ST - R1	1250	1.14	321.34	600	Refoulement
R2 - R3	2239	1.36	28.567	200	Refoulement
R3 - R4	1400	1.066	18.832	150	Refoulement
R2 - R7	887	0.994	20.88	160	Refoulement
R7 - R10	786	0.695	8.52	125	Refoulement
R10 - R11	763	1.089	4.63	90	Refoulement

IV.8 Conclusion :

Nous avons présenté dans ce chapitre une étude techno-économique visant à dimensionner les différentes conduites d'adduction, qu'elles soient en refoulement ou gravitaire. Le choix final des diamètres optimaux a été établi à partir des résultats de cette analyse, en veillant à garantir une vitesse d'écoulement appropriée et une perte de charge maîtrisée, tout en assurant un équilibre entre la performance hydraulique et le coût économique.

Chapitre V :

Pompes

V.1. Introduction :

L'alimentation en eau potable repose en grande partie sur un système de pompage efficace, il assure le transfert de l'eau depuis des sources, des barrages... jusqu'aux installations de traitement ou directement vers le réseau de distribution.

Ce chapitre est consacré à l'analyse, au dimensionnement et à la sélection des pompes adaptées aux besoins du projet, en utilisant le catalogue numérique CAPRARI. Ce dernier permet de simuler différentes conditions de fonctionnement, d'évaluer les performances des pompes et de sélectionner les modèles les plus appropriés en fonction de critères techniques précis (débit, hauteur manométrique, rendement, etc.).

V.2. Classification des pompes :

Les pompes peuvent être classées comme suit :

❖ Les pompes volumétriques :

Les pompes volumétriques sont un type de pompe hydraulique qui fonctionne en déplaçant un volume fixe de fluide à chaque cycle quelle que soit la pression du système. Contrairement aux pompes centrifuges, qui utilisent la vitesse de rotation pour transférer l'énergie au fluide.

On distingue :

- les pompes rotatives,
- les pompes à piston (alternatives)etc.



Figure V.1. Pompe volumétrique alternatives



Figure V.2. Pompe volumétrique rotative

❖ **Les pompes turbopompes :**

Les turbopompes sont un type particulier de pompe utilisées principalement dans des applications où il faut pomper rapidement des fluides à très haute pression, comme dans certaines installations industrielles, ou les centrales électriques. On distingue :

- **Les pompes centrifuges (à basse et haute pression).**
- **Les pompes hélico-centrifuges.**
- **Les pompes à hélices. [9]**



Figure V.3. Pompe centrifuges

➤ **Classification des pompes centrifuges :**

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

Tableau V.1. Classification des pompes centrifuges

❖ Suivant le nombre de roue	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <u>Monocellulaire</u> : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque 100 m d'eau . ▪ <u>Multicellulaire</u> : utilisées pour des hautes pressions, tout en maintenant un débit constant.
❖ Suivant la position de son axe	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Pompe à axe horizontal ▪ Pompe à axe vertical
❖ Suivant la forme de la roue	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Pompes centrifuges radiales ▪ Pompes centrifuges semi axial
❖ Suivant la forme du corps de la pompe	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Pompe à volute ou colimaçon ▪ A diffuseur circulaire.

V.3. Principe de fonctionnement des pompes centrifuges :

Les pompes centrifuges font partie de la famille des turbopompes qui transforment l'énergie mécanique fournie par un moteur en énergie hydraulique (pression) à un fluide, grâce à la force centrifuge générée par la rotation d'une roue. Voici les étapes de son fonctionnement :

1. **Aspiration** : le fluide entre au centre de la roue en rotation.
2. **Mise en mouvement** : la roue en tournant donne une vitesse au fluide.
3. **Force centrifuge** : le fluide est projeté vers l'extérieur (périphérie de la roue) à grande vitesse.
4. **Conversion d'énergie** : cette vitesse est transformée en pression dans le corps de la pompe.
5. **Refoulement** : le fluide est évacué sous pression vers le réseau ou le réservoir.

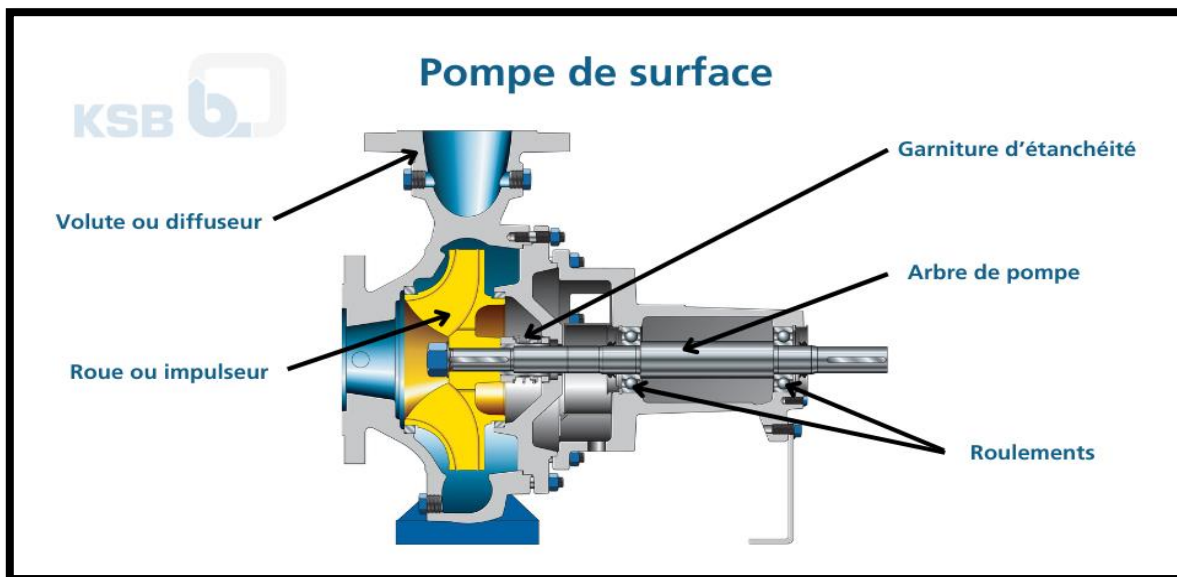


Figure V.4. Constitution d'une pompe centrifuge.

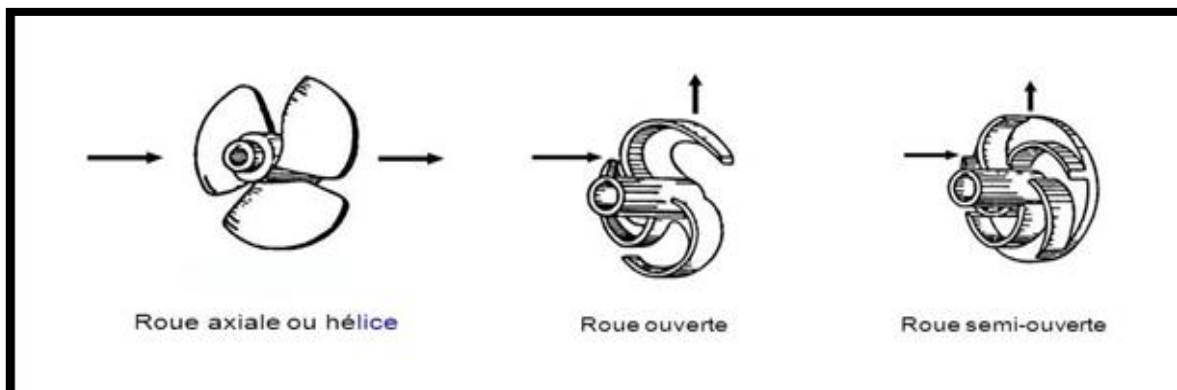


Figure V.5. Forme de l'aube (roue) des pompes centrifuges

V.4. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges :

Les principales caractéristiques d'une pompe centrifuge sont :

- a) **Débit de pompe (Q)** : Volume d'eau transporté, en m^3/h ou L/s.
- b) **Puissance** : en KW.

On distingue deux types de puissance :

❖ **Puissance absorbée par la pompe :**

C'est la puissance électrique que le moteur consomme pour faire fonctionner la pompe, elle dépend de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement de la pompe.

$$P_a = \frac{g \times H \times Q}{\eta} \quad (\text{V.1}) \quad [10]$$

❖ **Puissance hydraulique (utile) :**

C'est la puissance transmise au fluide de la pompe.

$$P_u = g \times Q \times H \quad (\text{V.2}) \quad [10]$$

- c) **Hauteur manométrique total HMT (m)** : Energie (pression) fournie au fluide, en mètres. Elle représente l'énergie totale que la pompe doit fournir à un liquide pour le faire passer d'un point à un autre en prenant en compte : la hauteur géométrique, les pertes de charge.

$$\text{HMT} = H_g + J_{\text{asp}} + J_{\text{ref}} \quad (\text{V.3}) \quad [10]$$

Avec :

- ❖ **HMT** : la hauteur manométrique totale en (m).
- ❖ **H_g** : la hauteur géométrique en (m).
- ❖ **J_{asp}** : pertes de charge à l'aspiration en (m).
- ❖ **J_{ref}** : pertes de charge au refoulement en (m).

- d) **Pertes de charge :**

Il représentant la perte de l'énergie qu'un fluide subit en circulant dans une conduite tant d'aspiration que de refoulement, à cause des frottement et obstacles. Elles sont évaluées en hauteur d'eau exprimée en mètre.

- e) **Rendement de la pompe** : Efficacité de la pompe (entre 60 et 80%).

C'est le rapport de la puissance utile (Pu) et la puissance absorbée par la pompe.

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} = \frac{g \times H \times Q}{P_a} \quad (\text{V.4}) \quad [10]$$

Avec :

Pa : puissance absorbée en (kW).

Pu : puissance utile.

η : rendement de la pompe.

H : hauteur d'élévation en (m).

f) **NPSH** :

C'est la pression disponible à l'entrée d'une pompe pour éviter la cavitation (formation de bulles de vapeur, qui peut endommager la pompe).

V.5. Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les performances d'une pompe sont exprimées par les trois types de courbes suivantes :

- ❖ **La courbe débit-hauteur (Q-H)** : variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction des débits $H = f(Q)$, c'est la plus importante, elle montre que plus le débit augmente, plus la hauteur diminue.
- ❖ **La courbe débit-puissance (Q-P)** : variations des différentes puissances absorbées en fonction des débits $P = f(Q)$, représente la puissance électrique consommée par la pompe, en général la puissance augmente avec le débit.
- ❖ **La courbe débit-rendement (Q- η)** : variations des différents rendements de la pompe en fonction des débits $\eta = f(Q)$, elle montre que le rendement augmente jusqu'à un maximum puis redescend. [8]

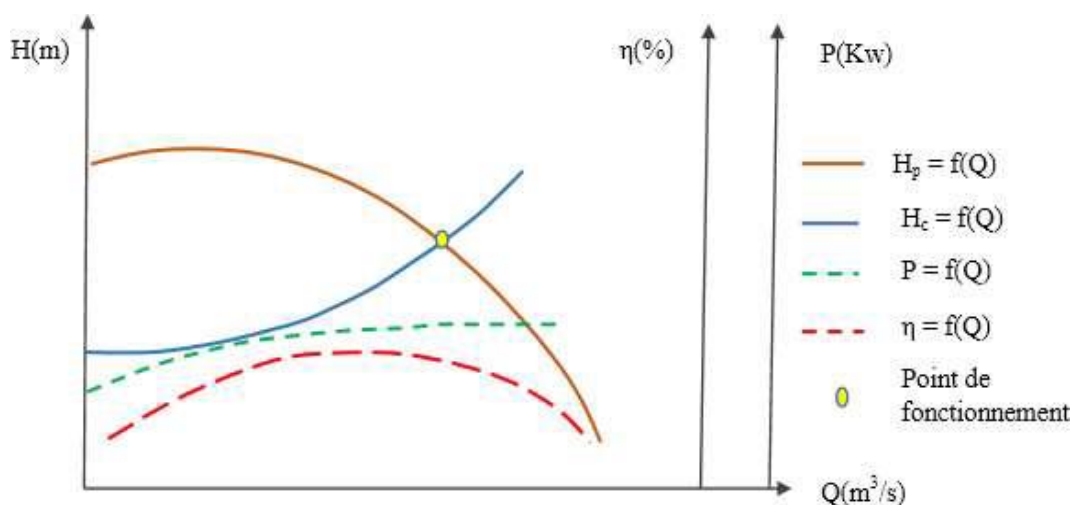


Figure V. 6 : Courbes caractéristiques des pompes, de conduite

Et le point de fonctionnement.

V.6. Caractéristiques d'une conduite :

La courbe de caractéristique d'une conduite représente la relation entre le débit Q et la perte de charge et la variation de pression dans une conduite pour le fluide en mouvement. Elle est essentielle pour l'analyse hydraulique des réseaux.

$$H_c = H_g + a Q^2 \quad (\text{V.5}) \quad [7]$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m).
- $a Q^2$: Perte de charge au point considéré (m).
- α : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

V.7. Le point de fonctionnement de la pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe est le point où la courbe caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ croise (point d'intersection) la courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$. C'est à ce point que les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- La hauteur manométrique fournie par la pompe est égale à la perte de charge du réseau.
- Le débit est le même dans la pompe et dans la conduite (réseau). [8]

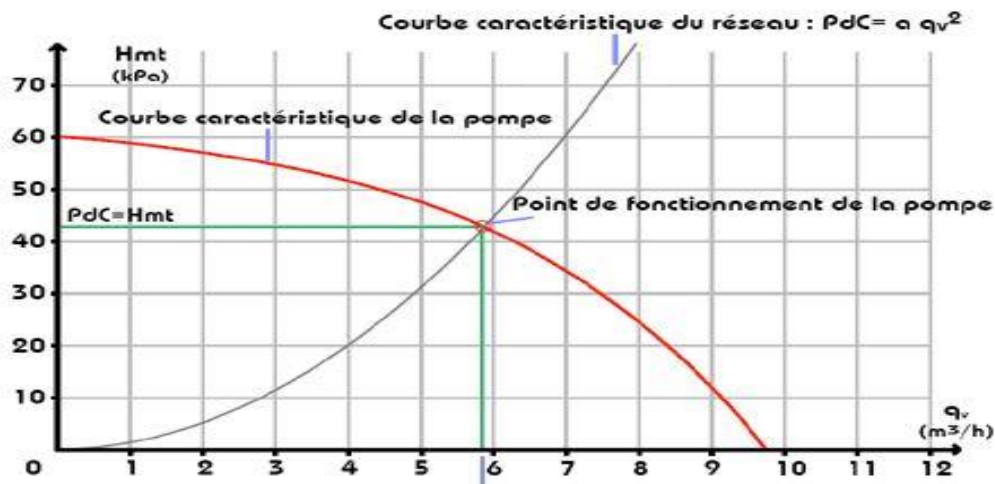


Figure V. 7 : Point de fonctionnement d'une pompe

V.8. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré :

Si la pompe fonctionne dans des conditions qui ne correspondent pas au point de fonctionnement souhaité défini par une hauteur de refoulement (H) et un débit (Q) spécifiques, il devient nécessaire d'apporter certains ajustements. L'objectif est d'amener la pompe à répondre aux exigences fixées. Pour cela on peut intervenir sur certains paramètres de fonctionnement. C'est là que la loi de similitude devient utile pour y parvenir, on distingue quatre possibilités d'adaptation :

8.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage :

Lorsque le débit fourni par la pompe ne correspond pas exactement au débit souhaité, il est parfois possible de compenser cette différence en ajustant la durée de fonctionnement de la pompe :

- Si le débit est plus faible que prévu on peut augmenter le temps de pompage pour atteindre le volume d'eau nécessaire.

- Si le débit est trop élevé, réduire le temps de pompage peut permettre d'éviter un gaspillage d'énergie ou d'eau.

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1 = 20$ heures est de : $V=20Q_1$; ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T . Donc, on peut écrire :

$$Q \times T = 20 \times Q_1 \quad (\text{V.6})$$

D'où :

$$T = 2 \times \frac{Q_1}{Q} \quad (\text{V.7})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

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

Avec :

P_a : puissance absorbée en (kW).

H : hauteur d'élévation en (m).

Q : Débit à refouler en (m³/s).

HMT : Hauteur manométrique totale (m)

η : Rendement (%). [7]

V.8.2. Régulation par étouffement (Le vannage) :

Il est indispensable d'effectuer des ajustements pour atteindre le point de fonctionnement optimal, de réduire l'ouverture d'une vanne située sur la conduite de refoulement dans le but d'augmenter les pertes de charge, cela pour diminuer le débit pour atteindre la valeur souhaitée Q_1 La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} \quad (\text{V.9})$$

$$\text{Avec :} \quad H' = H + h_v \quad (\text{V.10})$$

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

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

η : Rendement (%). [7]

V.8.3. Rognage de la roue

Le rognage s'effectue sans modification de la vitesse de rotation. Pour cela on trace une droite passant par l'origine et par le point correspondant au point de fonctionnement souhaité P_1 . Cette droite coupe la courbe caractéristique initiale de la pompe en un point $P_2 (Q_2, H_2)$,

qui représente le point homologue de avant l'adaptation. Ce point sert de référence pour ajuster la roue de la pompe afin d'atteindre les conditions souhaitées.

On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{0.5} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{0.5} \quad (\text{V.11})$$

Avec : m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m (\%) \quad (\text{V.12})$$

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

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g \times H_1 \times Q_1}{\eta} \quad (\text{V.13}) \quad [7]$$

V.8.4. Variation de la vitesse de rotation :

Pour cela en faisant varier la vitesse de rotation de la pompe. Une diminution de cette vitesse entraîne une diminution du débit, de la hauteur, de la puissance absorbée, conformément aux lois de similitude.

Pour déterminer la nouvelle vitesse nécessaire, on procède ainsi : on trace une courbe d'iso-rendement (parabole de type $H = a \times Q_2$) qui passe par le point de fonctionnement désiré P_1 . Cette courbe coupe la caractéristique actuelle de la pompe en un point $P_3 (Q_3, H_3)$, qui est le point homologue correspondant à une autre vitesse. La nouvelle vitesse de rotation :

$$N_1 = N \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad (\text{V.14})$$

La puissance absorbée par la pompe est

$$P_a = \frac{g \times H_1 \times Q_1}{\eta} \quad (\text{V.15}) \quad [7]$$

V.9. Le phénomène de cavitation dans les pompes

La cavitation est un phénomène physique avant d'être un problème hydraulique, Ce phénomène se produit lorsqu'un liquide est aspiré à grande vitesse dans une pompe ou dû à une hauteur verticale d'aspiration trop grande entre la pompe et la surface libre du liquide cela qui réduit la pression à l'entrée de la pompe ou une température élevée augmente la pression de vapeur du liquide.

Donc le liquide il est soumis à une baisse de pression suffisante pour que celle-ci devienne inférieure à la pression de vapeur du liquide. Cela entraîne la formation des bulles de vapeur (ou cavités) dans le liquide. Lorsque ces bulles se déplacent vers des zones de pression plus élevée elles implosent violemment, elles produisant une énergie importante causant des dommages à la pompe, réduisant sa performance et générant des bruits. Il est crucial d'éviter ce phénomène pour préserver l'intégrité et l'efficacité de la pompe. [9]



Figure V. 8. L'effet de cavitation sur la pompe.

Afin de remédier à ce problème, on doit assurer à l'aspirateur une certaine pression dite charge nette minimale disponible à l'aspiration **(NPSH)_d**, (donner par l'utilisateur) qui sera supérieur à la charge nette minimale disponible à l'aspiration **(NPSH)_r** (donner par le Constructeur).

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (V.16)$$

Avec :

-**NPSH_d** : la charge nette d'aspiration disponible.

-**NPSH_r** : la charge nette d'aspiration requise.

- **Pour l'installation en charge (refoulement) :**

$$(NPSH)_a = \frac{P_0}{\rho \times g} + H_a - (J_a + T_v) \quad (V.17)$$

- **Pour une alimentation en dépression :**

$$(NPSH)_r = \frac{P_0}{\rho \times g} - H_a - (J_a + T_v) \quad (V.18)$$

Où :

$$\frac{P_0}{\rho \times g} = 10,33 - 0,0016 \times Z \quad (V.19)$$

Avec :

- **H_a** : Hauteur géométrique d'aspiration (m)
- **J_a** = Perte de charge à l'aspiration (m) ;
- **T_v** : tension de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.
- **Z** : Altitude de la station de pompage.

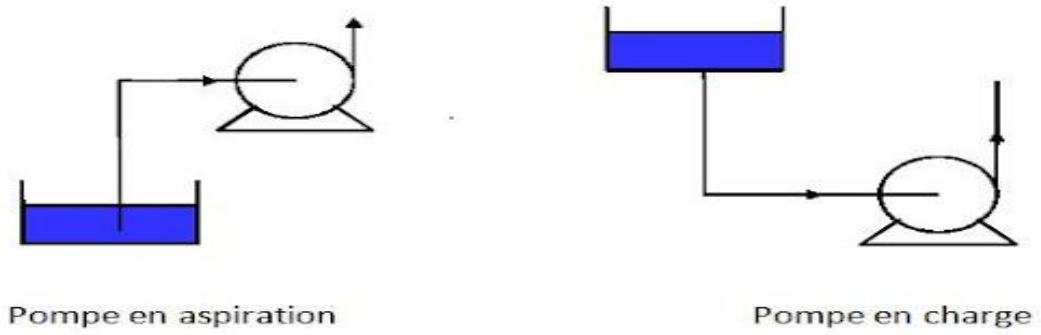


Figure V.9 : Type d'Installation des pompes

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
Tv (m)	0,06	0,083	0,0125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,33

Tableau V. 2 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

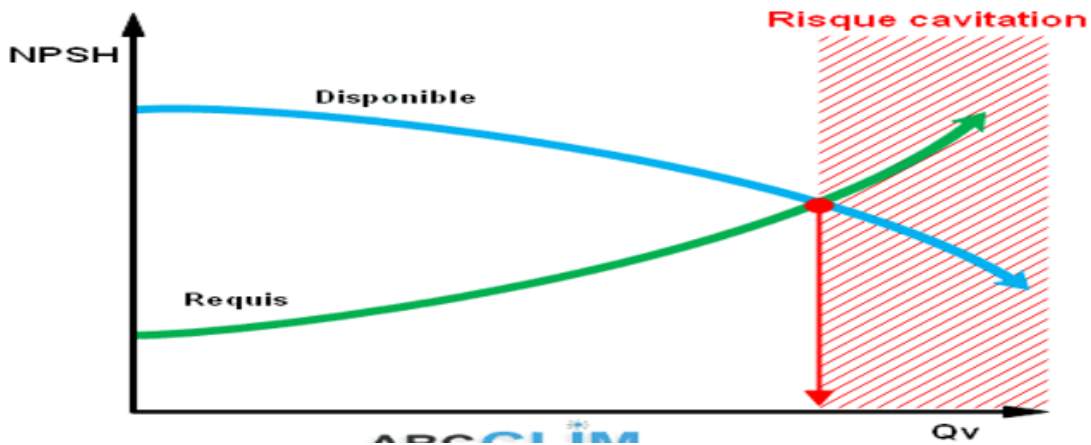


Figure V. 10 : Graphe des courbes NPSH.

V.10. Choix du type des pompes :

Pour choisir les pompes qui nous conviennent on utilise le **catalogue Caprari** et on opte sur celle qui donne les meilleures caractéristiques.

V.10.1. Pompe 1 (Station traitement – RV1 Ighil Alia) :

❖ Caractéristiques de tronçon :

- Le Débit : $Q = 321.34 \text{ l/s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 161 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique : $HMT = 163,33$

❖ **Caractéristiques de la pompe :**

Nous avons trouvé qu’il est nécessaire d’utiliser deux pompes installées en parallèle en plus d’une pompe de secours pour mobiliser un débit de 321.34 l/s, les pompes sont de type **E14SE55/4I + M14430**, dont les caractéristiques sont comme suit (**l’annexe V.1**) :

- **N**= 2900 tr/min ;
- **Q**= 163 l/s ;
- **η**= 78.8 % ;
- **NPSH_{req}** = 20.2 m ;
- **P**= 331 KW.

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	161	161
H	m	163	163
P2	kW		331
Rend.	%		78,8
NPSH	m		10,9

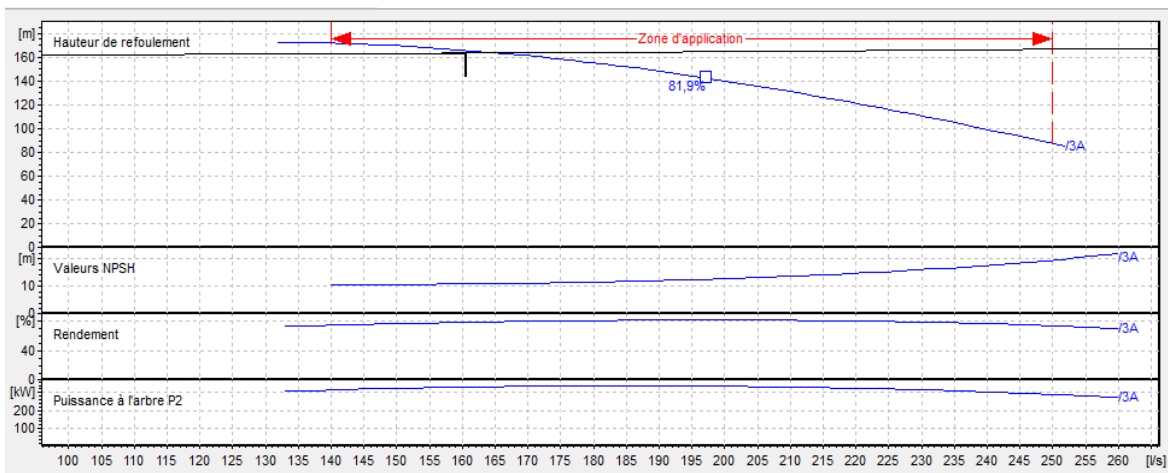


Figure V. 11. Courbe caractéristique de la pompe 1.

➤ **Réalisation du point de fonctionnement :**

Après avoir analysé les résultats des courbes de caractéristiques de la pompe 1 nous avons trouvé que le point de fonctionnement ne corresponde pas à celui qu’en veux obtenir.

• **Réduction du temps de pompage :**

Il faut modifier le temps de pompage pour avoir la pompe qu’en veux qui devra être :

$$T1.Q1 = T.Q$$

$$T = 20(160.67/161) \quad \Rightarrow \quad T = 19.96 \text{ h}$$

- La puissance absorbée :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 163.33 \times 0.16067}{0.788} \Rightarrow P_a = 326.70 \text{ KW}$$

- Variation de la vitesse de rotation :

La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suite :

$$N_1 = N \times \frac{Q_1}{Q_2}$$

La courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \alpha \times Q^2 \Rightarrow H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 \Rightarrow H = 0.00632697 \times Q^2$$

L'équation de la pompe s'écrit comme suit :

$$H_p = \alpha Q^2 + b$$

$$Q = 160 \text{ l/s ; } H = 166 \text{ m}$$

$$Q = 160.67 \text{ l/s ; } H = 163.33 \text{ m}$$

$$166 = \alpha \times 160.67^2 + 163.33 \Rightarrow \alpha = 0.000103428$$

$$H_p = 0.000103428 Q^2 + 163.33 \Rightarrow 166 = 0.000103428 Q^2 + 163.33$$

La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point A (Q3, H3). Les Coordonnées du point A sont (160.67 l/s ; 163.33 m).

$$\Rightarrow N = 2950 \times \frac{163.33}{160.67} \Rightarrow N = 2950 \text{ tr/min}$$

➤ Calage de la pompe :

On suppose que $J_a = 0$ (négligeable) on aura :

$$H_a = 0 \text{ (même niveau avec le réservoir)}$$

- Calage de la pompe :

On suppose que $J_a = 0$ (négligeable) on aura :

On utilise la formule non cavitation :

$$H_a = \text{NPSH}_{\text{req}} - P_{\text{atm}} + J_a + \frac{V^2}{2g} + T_v + 1$$

$$H_a = 10.9 - 10.33 + 0 + 0.06623 + 0.24 + 1 \Rightarrow H_a = 1.876 \text{ m}$$

- Etude de cavitation : $(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$

$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_0}{\rho \times g} + H_a - (J_a + T_v) \Rightarrow \frac{P_0}{\rho \cdot g} = 10,33 - 0,0016 \times Z$$

$(NPSH)_d = 11.55 \text{ m} \Rightarrow (NPSH)_d > (NPSH)_r \Rightarrow 11.55 \text{ m} > 10.9 \text{ m}$

Donc : il n'y a pas le risque de cavitation.

V.10.2. Pompe 2 (R2 Afra - R3 Tala ouguillil) :

❖ Caractéristiques de tronçon :

- Le Débit : $Q = 28.567 \text{ l/s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 90 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique : $HMT = 97.828 \text{ m}$.

❖ Caractéristiques de la pompe :

Nous avons trouvé qu'il est nécessaire une pompe de type **PM 125/ 7F**, dont les caractéristiques sont comme suit (l'annexe V.2) :

- $N = 1450 \text{ tr/min}$;
- $Q = 29.1 \text{ l/s}$;
- $\eta = 73.5 \%$;
- $NPSH_{req} = 1.59 \text{ m}$;
- $P = 38.1 \text{ KW}$.

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	28,6	29,1
H	m	97,8	98,1
P2	kW		38,1
Rend.	%		73,5
NPSH	m		1,59

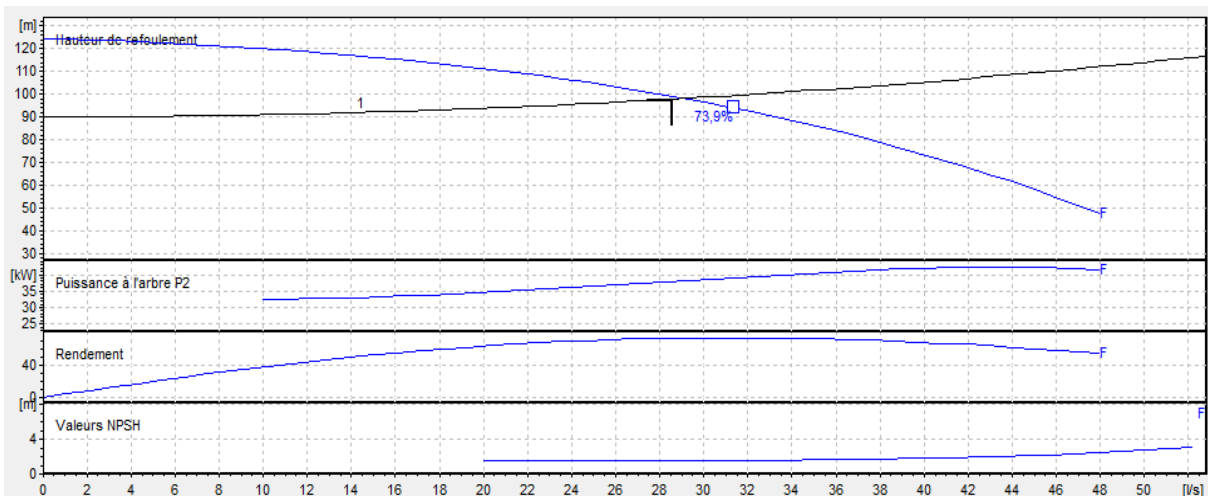


Figure V.12. Courbe caractéristique de la pompe 2.

➤ **Réalisation du point de fonctionnement :**

Après avoir analysé les résultats des courbes de caractéristiques de la pompe 2 nous avons trouvé que le point de fonctionnement ne corresponde pas à celui qu'en veux obtenir.

• **Réduction du temps de pompage :**

Il faut modifier le temps de pompage pour avoir la pompe qu'en veux qui devra être :

$$T1.Q1 = T.Q$$

$$T = 20(28.567/29.1) \quad \Rightarrow \quad T = 19.64 \text{ h}$$

• **La puissance absorbée :**

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q1}{\eta} = \frac{9.81 \times 97.828 \times 0.028567}{0.735} \quad \Rightarrow \quad P_a = 37.30 \text{ KW}$$

• **Variation de la vitesse de rotation :**

La nouvelle vitesse de rotation c'écrite comme suite :

$$N1 = N \times \frac{Q1}{Q2}$$

La courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \alpha \times Q^2 \quad \Rightarrow \quad H = \frac{H1}{Q1^2} \times Q^2 \quad \Rightarrow \quad H = 0.11987 \times Q^2$$

L'équation de la pompe s'écrit comme suit :

$$H_p = \alpha Q^2 + b$$

$$Q = 28.5 \text{ l/s ; } H = 99.2 \text{ m}$$

$$Q = 28.5678 \text{ l/s ; } H = 97.828 \text{ m}$$

$$99.2 = \alpha \times 28.567^2 + 97.828 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.0016812$$

$$H_p = 0.00168122Q^2 + 97.828 \quad \Rightarrow \quad 99.2 = 0.0016812Q^2 + 97.828$$

La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point A (Q3, H3). Les Coordonnées du point A sont (28.567 l/s ; 97.828 m).

$$\Rightarrow \quad N = 1450 \times \frac{28.567}{28.567} \quad N = 1450 \text{ tr/min}$$

➤ **Calage de la pompe :**

On suppose que $Ja = 0$ (négligeable) on aura :

$Ha = 0$ (même niveau avec le réservoir)

- Etude de cavitation : $(NPSH)_d > (NPSH)_r$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho \times g} + Ha - (Ja + Tv) \Rightarrow \frac{P_0}{\rho \cdot g} = 10,33 - 0,0016 \times Z$$

$$(NPSH)_d = 9.01 \text{ m} \Rightarrow (NPSH)_d > (NPSH)_r \Rightarrow 9.01 \text{ m} > 1.59 \text{ m}$$

Donc : il n’y a pas le risque de cavitation

V.10.3. Pompe 3 (R3 Tala ouguullil – R4 Elmencher) :

❖ Caractéristiques de tronçon :

- Le Débit : $Q = 18.832 \text{ l/s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 250 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique : $HMT = 261.757 \text{ m}$.

❖ Caractéristiques de la pompe :

Nous avons trouvé qu’il est nécessaire une pompe de type **PM 80/ 7C**, dont les caractéristiques sont comme suit (l’annexe V.3) :

- $N = 2950 \text{ tr/min}$;
- $Q = 21.3 \text{ l/s}$;
- $\eta = 74.7 \%$;
- $NPSH_{req} = 3.15 \text{ m}$; $P = 74.7 \text{ KW}$.

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	18,8	21,3
H	m	262	265
P2	kW		74,6
Rend.	%		74,7
NPSH	m		3,15

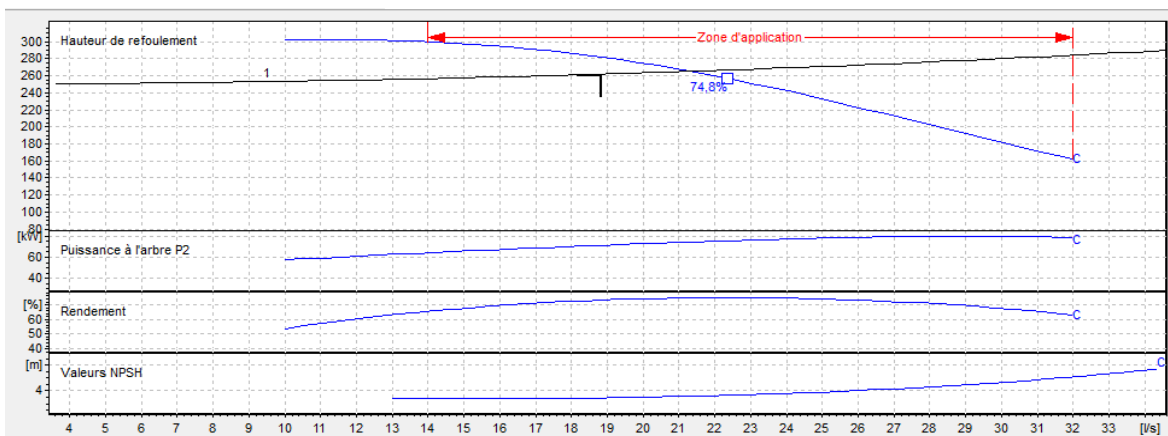


Figure V.13. Courbe caractéristique de la pompe 3.

➤ **Réalisation du point de fonctionnement :**

Après avoir analysé les résultats des courbes de caractéristiques de la pompe 3 nous avons trouvé que le point de fonctionnement ne corresponde pas à celui qu'en veux obtenir.

• **Réduction du temps de pompage :**

Il faut modifier le temps de pompage pour avoir la pompe qu'en veux qui devra être :

$$T_1 \cdot Q_1 = T \cdot Q$$

$$T = 20(18.832/21.3) \quad \Rightarrow \quad T = 17.683 \text{ h}$$

• **La puissance absorbée :**

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 261.757 \times 0.18832}{0.747} \quad \Rightarrow \quad P_a = 64.734 \text{ KW}$$

• **Variation de la vitesse de rotation :**

La nouvelle vitesse de rotation c'écrite comme suite :

$$N_1 = N \times \frac{Q_1}{Q_2}$$

La courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \alpha \times Q^2 \quad \Rightarrow \quad H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 \quad \Rightarrow \quad H = 0.73808 \times Q^2$$

L'équation de la pompe s'écrit comme suit :

$$H_p = \alpha Q^2 + b$$

$$Q = 14 \text{ l/s ; } H = 300 \text{ m}$$

$$Q = 18.832 \text{ l/s ; } H = 261.757 \text{ m}$$

$$300 = \alpha \times 18.832^2 + 261.757 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.10783$$

$$H_p = 0.10783Q^2 + 261.757 \quad \Rightarrow \quad 300 = 0.10783Q^2 + 261.757$$

La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point A (Q3, H3). Les Coordonnées du point A sont (18.832 l/s ; 161.757 m).

$$\Rightarrow \quad N = 2950 \times \frac{18.832}{18.832} \quad N = 2950 \text{ tr/min}$$

➤ **Calage de la pompe :**

On suppose que $J_a = 0$ (négligeable) on aura :

$H_a = 0$ (même niveau avec le réservoir)

- Etude de cavitation : $(NPSH)_d > (NPSH)_r$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho \times g} + Ha - (Ja + Tv) \Rightarrow \frac{P_0}{\rho \cdot g} = 10,33 - 0,0016 \times Z$$

$$(NPSH)_d = 8.874 \text{ m} \Rightarrow (NPSH)_d > (NPSH)_r \Rightarrow 8.874 \text{ m} > 3.15 \text{ m}$$

Donc : il n'y a pas le risque de cavitation.

V.10.4. Pompe 4 (R2 Afra – R7) :

❖ Caractéristiques de tronçon :

- Le Débit : $Q = 20.88 \text{ l/s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 114 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique : $HMT = 119.331 \text{ m}$.

❖ Caractéristiques de la pompe :

Nous avons trouvé qu'il est nécessaire une pompe de type **PM100/7A**, dont les caractéristiques sont comme suit (l'annexe V.4)

- $N = 2950 \text{ tr/min}$;
- $Q = 19.8 \text{ l/s}$;
- $\eta = 75.7 \%$;
- $NPSH_{req} = 1.93 \text{ m}$; $P = 30.3 \text{ KW}$.

	Point de fonctionnement demandé		Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	20,9	19,8
H	m	119	119
P2	kW		30,3
Rend.	%		75,7
NPSH	m		1,93

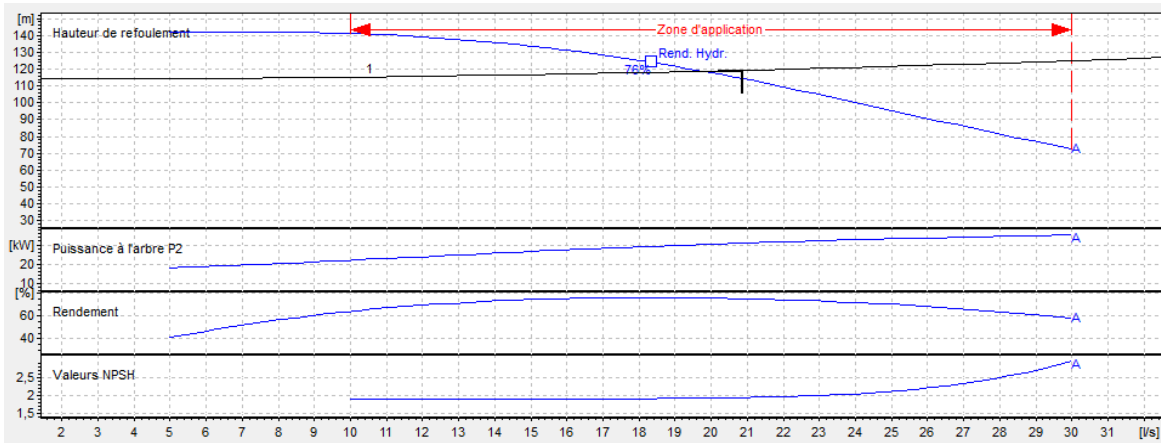


Figure V.14. Courbe caractéristique de la pompe 4.

➤ **Réalisation du point de fonctionnement :**

Après avoir analysé les résultats des courbes de caractéristiques de la pompe 4 nous avons trouvé que le point de fonctionnement ne corresponde pas à celui qu'en veux obtenir.

• **Réduction du temps de pompage :**

Il faut modifier le temps de pompage pour avoir la pompe qu'en veux qui devra être :

$$T1.Q1 = T.Q$$

$$T = 20(20.88/19.8) \quad \Rightarrow \quad T = 21.1 \text{ h}$$

• **La puissance absorbée :**

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q1}{\eta} = \frac{9.81 \times 119.331 \times 0.02088}{0.757} \quad \Rightarrow \quad P_a = 32.29 \text{ KW}$$

• **Variation de la vitesse de rotation :**

La nouvelle vitesse de rotation c'écrite comme suite :

$$N1 = N \times \frac{Q1}{Q2}$$

La courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \alpha \times Q^2 \quad \Rightarrow \quad H = \frac{H1}{Q1^2} \times Q^2 \quad \Rightarrow \quad H = 0.273711 \times Q^2$$

L'équation de la pompe s'écrit comme suit :

$$H_p = \alpha Q^2 + b$$

$$Q = 10 \text{ l/s}; H = 140 \text{ m}$$

$$Q = 20.88 \text{ l/s}; H = 119.331 \text{ m}$$

$$140 = \alpha \times 20.88^2 + 119.331 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.0474087$$

$$H_p = 0.0474087Q^2 + 119.331 \quad \Rightarrow \quad 140 = 0.0474087Q^2 + 119.331$$

La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point A (Q3, H3). Les Coordonnées du point A sont (20.88 l/s ; 119.331 m).

$$N = 2950 \times \frac{20.88}{20.88} \quad \Rightarrow \quad N = 2950 \text{ tr/min}$$

➤ **Calage de la pompe :**

On suppose que $V = 1.5 \text{ m/s}$ et $J_a = 0$ (négligeable) on aura :

$$H_a = 0 \text{ (même niveau avec le réservoir)}$$

- Etude de cavitation : $(NPSH)_d > (NPSH)_r$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho \times g} + Ha - (J_a + T_v) \Rightarrow \frac{P_0}{\rho \cdot g} = 10,33 - 0,0016 \times Z$$

$$(NPSH)_d = 9.01 \text{ m} \Rightarrow (NPSH)_d > (NPSH)_r \Rightarrow 9.01 \text{ m} > 1.93 \text{ m}$$

Donc : il n'y a pas le risque de cavitation.

V.10.5. Pompe 5 (R7 Lemsala – R10 Bourzine) :

❖ Caractéristiques de tronçon :

- Le Débit : $Q = 8.52 \text{ l/s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 144 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique : $HMT = 147.508$.

❖ Caractéristiques de la pompe :

Nous avons trouvé qu'il est nécessaire une pompe de type **PM80/ 11A**, dont les caractéristiques sont comme suit (l'annexe V.5) :

- $N = 1450 \text{ tr/min}$;
- $Q = 9.46 \text{ l/s}$;
- $\eta = 70 \%$;
- $NPSH_{req} = 1.39 \text{ m}$; $P = 19.8 \text{ KW}$.

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	8,52	9,46
H	m	148	148
P2	kW		19,8
Rend.	%		70
NPSH	m		1,39

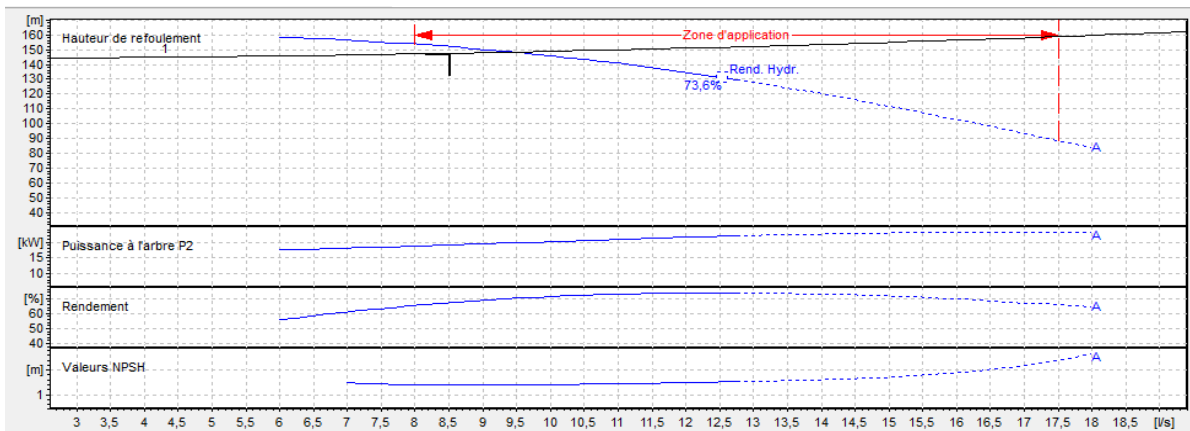


Figure V.15. Courbe caractéristique de la pompe 5.

➤ **Réalisation du point de fonctionnement :**

Après avoir analysé les résultats des courbes de caractéristiques de la pompe 5 nous avons trouvé que le point de fonctionnement ne corresponde pas à celui qu'en veux obtenir.

• **Réduction du temps de pompage :**

Il faut modifier le temps de pompage pour avoir la pompe qu'en veux qui devra être :

$$T1.Q1 = T.Q$$

$$T = 20(8.52/9.46) \quad \Rightarrow \quad T = 18.01 \text{ h}$$

• **La puissance absorbée :**

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q1}{\eta} = \frac{9.81 \times 147.508 \times 0.00852}{0.70} \quad \Rightarrow \quad P_a = 17.61 \text{ KW}$$

Variation de la vitesse de rotation :

La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suite :

$$N1 = N \times \frac{Q1}{Q2}$$

La courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \alpha \times Q^2 \quad \Rightarrow \quad H = \frac{H1}{Q1^2} \times Q^2 \quad \Rightarrow \quad H = 2.032 \times Q^2$$

L'équation de la pompe s'écrit comme suit :

$$H_p = \alpha Q^2 + b$$

$$Q = 8 \text{ l/s}; H = 155 \text{ m}$$

$$Q = 8.52 \text{ l/s}; H = 147.508 \text{ m}$$

$$155 = \alpha \times 8.52^2 + 147.508 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.103209$$

$$H_p = 0.103209Q^2 + 147.508 \quad \Rightarrow \quad 155 = 0.103209Q^2 + 147.508$$

La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point A (Q3, H3). Les Coordonnées du point A sont (8.52 l/s ; 147.508 m).

$$N = 1450 \times \frac{8.52}{8.52} \quad \Rightarrow \quad N = 1450 \text{ tr/min}$$

➤ **Calage de la pompe :**

On suppose que $J_a = 0$ (négligeable) on aura :

$H_a = 0$ (même niveau avec le réservoir)

- Etude de cavitation : $(NPSH)_d > (NPSH)_r$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho \times g} + Ha - (Ja + Tv) \Rightarrow \frac{P_0}{\rho \cdot g} = 10,33 - 0,0016 \times Z$$

$$(NPSH)_d = 8.834 \text{ m} \Rightarrow (NPSH)_d > (NPSH)_r \Rightarrow 8.834 \text{ m} > 1.39 \text{ m}$$

Donc : il n'y a pas le risque de cavitation.

V.10.6. Pompe 6 (R10 Bourzine – R11 Ouled laziz) :

❖ Caractéristiques de tronçon :

- Le Débit : $Q = 4.63 \text{ l/s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 109 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique : $HMT = 125.175$.

❖ Caractéristiques de la pompe :

Nous avons trouvé qu'il est nécessaire une pompe de type **HVU25/4A+20**, dont les caractéristiques sont comme suit (l'annexe V.6).

- $N = 2950 \text{ tr/min}$;
- $Q = 4.63 \text{ l/s}$;
- $\eta = 69.2 \%$;
- $NPSH_{req} = 1.94 \text{ m}$; $P = 11.2 \text{ KW}$.

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	4,63	5,87
H	m	125	135
P2	kW		11,2
Rend.	%		69,2
NPSH	m		1,94

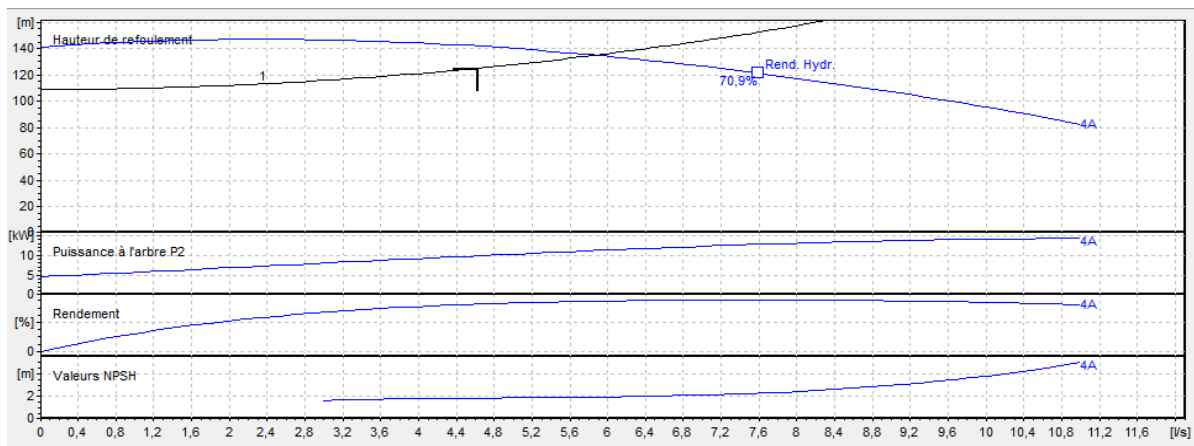


Figure V.16. Courbe caractéristique de la pompe 6.

➤ **Réalisation du point de fonctionnement :**

Après avoir analysé les résultats des courbes de caractéristiques de la pompe 6, nous avons trouvé que le point de fonctionnement ne corresponde pas à celui qu'en veux obtenir.

• **Réduction du temps de pompage :**

Il faut modifier le temps de pompage pour avoir la pompe qu'en veux qui devra être :

$$T1.Q1 = T.Q$$

$$T = 20(4.274/4.3) \quad \Rightarrow \quad T = 15.775 \text{ h}$$

• **La puissance absorbée :**

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q1}{\eta} = \frac{9.81 \times 125.175 \times 0.00463}{0.692} \quad \Rightarrow \quad P_a = 8.22 \text{ KW}$$

• **Variation de la vitesse de rotation :**

La nouvelle vitesse de rotation c'écrite comme suite :

$$N1 = N \times \frac{Q1}{Q2}$$

La courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \alpha \times Q^2 \quad \Rightarrow \quad H = \frac{H1}{Q1^2} \times Q^2 \quad \Rightarrow \quad H = 5.839323 \times Q^2$$

• **L'équation de la pompe s'écrit comme suit :**

$$H_p = \alpha Q^2 + b$$

$$Q = 2.8 \text{ l/s ; } H = 147 \text{ m}$$

$$Q = 4.633 \text{ l/s ; } H = 125.175 \text{ m}$$

$$140 = \alpha \times 4.63^2 + 125.175 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.691564$$

$$H_p = 0.691564Q^2 + 125.175 \quad \Rightarrow \quad 140 = 0.691564Q^2 + 125.175$$

La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point A (Q3, H3). Les Coordonnées du point A sont (4.63 l/s ; 125.175 m).

$$N = 2950 \times \frac{4.63}{4.63} \quad \Rightarrow \quad N = 2950 \text{ tr/min}$$

➤ **Calage de la pompe :**

On suppose que $J_a = 0$ (négligeable) on aura :

$H_a = 0$ (même niveau avec le réservoir)

- Etude de cavitation : $(NPSH)_d > (NPSH)_r$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho \times g} + H_a - (J_a + T_v) \Rightarrow \frac{P_0}{\rho \cdot g} = 10,33 - 0,0016 \times Z$$

$$(NPSH)_d = 8.61 \text{ m} \Rightarrow (NPSH)_d > (NPSH)_r \Rightarrow 8.61 \text{ m} > 1.94 \text{ m}$$

Donc : il n'y a pas le risque de cavitation

V.11 Récapitulation des résultats des pompes :

Tableau V. 3. Récapitulation des résultats

	η (%)	NPSH _r (m)	NPSH _d (m)	P (KW)	N (tr/min)	HMT (m)	Q (l/s)
Pompe 1 (ST - R1)	78.8	10.9	11.55	326.70	2950	163.33	160.67
Pompe 2 (R2- R3)	73.5	1.59	9.01	37.30	1450	97.828	28.567
Pompe 3 (R3 - R4)	74.7	3.5	8.874	74.5	2950	261.757	18.832
Pompe 4 (R2- R7)	75.7	1.93	9.01	30.3	2950	119.331	20.88
Pompe 5 (R7 - R10)	70	1.39	8.834	19.8	1450	147.508	8.52
Pompe 6 (R10 -R11)	69.2	1.94	8.61	11.2	2950	125.175	4.63

V.12 Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons procédé à la sélection des pompes basant sur le catalogue numérique CAPRARI, dans le but d'assurer un rendement optimal du système de pompage. Des modifications ont été apportées à des pompes, afin d'améliorer les performances et l'adaptation aux conditions hydrauliques du réseau.

Par ailleurs, la vérification de la condition de non cavitation a été effectuée pour garantir ainsi leur bon fonctionnement et leur durabilité.

Chapitre VI :

Protection des conduites

VI.1. Introduction :

Ce chapitre aborde les deux principales menaces affectant les conduites d'eau : la corrosion et le coup de bélier. La corrosion provoque une détérioration progressive des matériaux, tandis que le coup de bélier résulte de variations soudaines de pression pouvant endommager gravement le réseau.

L'objectif de ce chapitre est de présenter les causes, les conséquences et les solutions techniques permettant de prévenir ces phénomènes et de garantir la fiabilité et la durabilité des installations hydrauliques.

VI.2. Protection contre la corrosion :

VI.2.1. Corrosion externe :



Figure VI.1. Corrosion externe.

❖ **Les causes principales :**

- La composition du sol (PH, présence de sels, produits chimiques) peut affecter la corrosion ;
- L'humidité favorise les réactions de corrosion ;
- Certains matériaux sont plus sensibles à la corrosion que d'autres (PEHD est plus résistant) ;
- Des températures plus élevées peuvent accélérer les réactions de corrosion.

❖ **Les préventions :**

- Utiliser des matériaux comme le PEHD, l'acier inoxydable ;
- Appliquer des revêtements extérieurs aux conduites (peinture, enrobage en polyéthylène) ;
- Assurer un bon drainage pour éviter l'accumulation d'humidité autour des conduites ;
- Surveillance et inspection régulières des conduites.

VI.2.2. Corrosion interne :



Figure VI.2. Corrosion interne.

❖ **Les causes principales :**

- Le PH de l'eau, la présence de chlorures, de sulfate et d'autres ions agressifs peuvent accélérer la corrosion ;
- Une vitesse d'eau élevée cause une corrosion, une faible vitesse favorise des dépôts ;
- Des températures plus élevées peuvent accélérer les réactions de corrosion ;
- Certains matériaux sont plus sensibles à la corrosion que d'autres.

❖ **Les préventions :**

- Traitement de l'eau ;
- Appliquer des revêtements protecteurs à l'intérieur des conduites ;
- Maintenir une vitesse d'eau appropriée pour éviter la corrosion ;
- Nettoyage régulier des conduites pour éliminer les dépôts. [10]

VI.3. Causes fréquentes et conséquences du coup de bélier :

Les principales causes sont :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- Modification de la vitesse d'une pompe ;
- Variation d'un plan d'eau ;
- Démarrage d'un groupe électropompes à vanne ouverte.

Le phénomène du coup de bélier est caractérisé principalement par l'apparition de surpression ou de dépressions qui peuvent atteindre des grandeurs assez considérables. D'une part, la surpression conduit à des déformations ou la rupture des conduites, en cas de dépassement de sa pression de services, ainsi que ses organes hydrauliques de contrôle et fuites massives dues au déboitement des joints. D'autre part, la dépression engendre l'aplatissement des conduites et aspiration des joints, et si en un point de la conduite la pression atteint le vide barométrique alors le risque de cavitation est potentiel. [11]

VI.4. Dispositifs de protection contre le coup de bélier :

Les protections possibles et les plus adaptées aux cas où la conduite de refoulement faisant objet de la présente partie sont :

- **Soupape de décharge :** est une vanne automatique qui s'ouvre lorsque la pression dans un système dépasse une valeur prédéfinie. Elle permet alors à une partie du fluide (gaz ou liquide) de s'échapper ou de retourner vers un réservoir, réduisant ainsi la pression dans le système.



Figure VI.3. Soupape de décharge hydraulique

- **Ventouses** : elles permettent l'évacuation ou l'admission de l'air entre la conduite et le milieu extérieur. Lors d'une dépression l'admission de l'air permet d'éviter l'aplatissement de la canalisation. L'élimination de l'air au niveau des points hauts évite d'engendrer le phénomène de coup de bélier.
- **Les Réservoirs d'air** : destinés à accumuler de l'air comprimé afin de réguler la pression dans un système pneumatique.



Figure VI.4. Réservoir anti-Bélier

VI.5. La valeur de coup de bélier :

La célérité d'onde calculée selon la formule d'ALLIEVI comme suit :

A- L'expression générale de la célérité d'onde : [8]

Calculée selon la formule suivante :

$$C = \frac{\left(\frac{K}{\rho}\right)^{0.5}}{\sqrt{1 + \frac{K \times D}{E \times e}}} \quad \text{(VI.1)}$$

Avec :

- **K** : coefficient d'élasticité de l'eau (2.07×10^3 MPa pour l'eau claire / 2.19×10^3 MPa pour l'eau usée).
- **ρ** : masse volumique de l'eau (1000 kg/m^3)
- **E** : module de Young du Matériel de la conduite (1.2×10^3 MPa pour le PEHD)
- **e** : épaisseur de la conduite
- **D** : diamètre de la conduite de refoulement

B- L'expression de la célérité d'onde a utilisé :

Calculée selon la formule d'ALLIEVI comme suit :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.2})$$

Où : **D** et **e** sont respectivement le diamètre et l'épaisseur de la conduite exprimé dans les mêmes unités.

k est une constante propre au matériau :

k = 83 pour le PEHD ;

k = 0.5 pour l'acier ;

k = 0.59 pour la fonte ; [11]

VI.6. Les valeurs de la surpression et de la dépression :

Ces valeurs sont calculées par la formule de JOUKOWSKY :

$$\Delta h_{\max} = \pm \frac{C \cdot V}{g} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- **Δh_{\max}** : la valeur de la charge supplémentaire par rapport a la pression, initial (m) ;
- **C** : célérité d'onde (m/s) ;
- **V** : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- **g** : l'accélération de la pesanteur (m^2/s). [7]

VI.7. Calcul de volume de réservoir d'air :

Pour calculer le volume de réservoir d'air on doit utilisé les abaques de PUETCH et MEUNIER qui ont en trois nombres adimensionnels suivants :

- **K** caractérisant les pertes de charges :

$$K = \frac{(H_{abs} - H_0)}{H_0} \quad (\text{VI.4}) \quad [11]$$

Avec :

- **H_{abs}** : Hauteur manométrique totale(m) **$H_{abs} = HMT + 10$** [11]
- **H_0** : Pression statique absolue(m) **$H_0 = (H_g + 10)$** [11]
- **A** caractérisant la conduite de refoulement :

$$A = \frac{c v_0}{(g.H_0)} \quad \text{(VI.5)} \quad [7]$$

Avec :

- C : célérité d’onde (m/s) ;
- V₀ : vitesse d’écoulement dans la conduite en régime permanent (m/s) ;
- B caractérisant le volume d’air du réservoir anti -bélier ;

$$B = \frac{(v^2_0.L.S)}{(g.H_{abs}.U_0)} \quad \text{(VI.6)} \quad [7]$$

Avec :

- L : longueur de la conduite (m)
- S : section de la conduite (m²)
- U₀ : volume d’air du ballon anti – bélier en régime permanent (m³)

Après avoir calculé les caractéristiques présenter précédemment, les étapes à suivre sont comme suit :

- ✓ Calculer la célérité d’onde C et la vitesse de l’écoulement en régime permanent V₀ ;
- ✓ Calculer les paramètres A et K ;
- ✓ Tracer le profil en long de la conduite de refoulement, comme suit :

Z (m)	Z ₀	Z ₁	Z ₂	Z ₃	Z ₄
X	0	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄
$\frac{\Delta z + 10}{Hg + 10}$	$\frac{Z_0 - Z_0 + 10}{Hg + 10}$	$\frac{Z_1 - Z_0 + 10}{Hg + 10}$	$\frac{Z_2 - Z_0 + 10}{Hg + 10}$	$\frac{Z_3 - Z_0 + 10}{Hg + 10}$	$\frac{Z_4 - Z_0 + 10}{Hg + 10}$
$\frac{X}{L}$	$\frac{X}{L} = 0$	$\frac{X_1}{L}$	$\frac{X_2}{L}$	$\frac{X_3}{L}$	$\frac{X_4}{L}$

Avec :

- Z : altitude au point considéré
- $\frac{x}{L}$: le rapport entre les abscisses de différents points et la longueur totale.

D’après les valeurs des caractéristiques K, A et B calculées précédemment, la courbe la plus adéquate au cas d’étude est choisie selon les abaques de DUBIN et GUENEAU ou les courbes de dépression sont en fonction de P_{min}/ H₀ et X/L. La courbe choisie permet d’avoir au moins 3m de pression absolue au-dessus de point le plus défavorable du profil.

La valeur de **B** permet de calculer :

$$U_0 = \frac{(V_0^2 \cdot L \cdot S)}{(g \cdot H_{abs} \cdot B)} \quad (VI.7) \quad [11]$$

Sachant que le volume maximal du réservoir correspond à la pression minimale P_{\min} , cette dernière est déduite de l'abaque par l'intersection de la courbe B et l'axe des ordonnées

P_{\min} / H_0

$$U_{\max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{\min}} \right)^{1/1.2} \quad (VI.8) \quad [7]$$

Le volume réel est égal au volume déduit majoré de **30 %**.

VI.8 Calcule de la valeur de coup de bélier pour les différents tronçons :

VI.8.1 Tronçon ST – R1 :

Les caractéristiques de ce tronçon :

$$Q = 0.32134 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

$$L = 1250 \text{ m} ;$$

$$V = 1.14 \text{ m/s} ;$$

$$D_{\text{int}} = 600 \text{ mm} ;$$

$$e = 5 \text{ mm} ;$$

$$HMT = 163.22 \text{ m} ;$$

$$H_g = 161 \text{ m} ;$$

Tableau VI.1 valeur de coup de bélier pour tronçon ST – RV1

Tronçon en acier PN40	C (m/s)	Δh_{\max} (m)	H_{\max}
ST – R1	951.31	110.55	271.55

VI.8.2. Tronçon R2 – R3 :

Les caractéristiques de ce tronçon :

$$Q = 0.02857 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

$$L = 2239 \text{ m} ;$$

$V = 0.869 \text{ m/s}$;

$D_{\text{int}} = 227.3 \text{ mm}$;

$e = 11.35 \text{ mm}$;

$HMT = 97.828 \text{ m}$;

$H_g = 90 \text{ m}$;

Tableau VI.2 valeur de coup de bélier pour tronçon R2– R3

Tronçon en PEHD PN16	C (m/s)	Δh_{max} (m)	H_{max}
R2 – R3	239.37	27.82	117.82

VI.8.3 Tronçon R3 – R4 :

Les caractéristiques de ce tronçon :

$Q = 0.018832 \text{ m}^3/\text{s}$;

$L = 1400 \text{ m}$;

$V = 1.066 \text{ m/s}$;

$D = 150 \text{ mm}$;

$e = 9.15 \text{ mm}$;

$HMT = 261.757 \text{ m}$; $H_g = 250 \text{ m}$;

Tableau VI.3 valeur de coup de bélier pour tronçon R3 – R4

Tronçon en acier PN40	C (m/s)	Δh_{max} (m)	H_{max}
R3 – R4	1317.114	148.124	393.123

VI.8.4 Tronçon R2 – R7:

Les caractéristiques de ce tronçon :

$Q = 0.02088 \text{ m}^3/\text{s}$;

$L = 947 \text{ m}$;

$V = 0.994 \text{ m/s}$;

$D_{int} = 181.8 \text{ mm}$; $e = 9.1 \text{ mm}$; $HMT = 119.331 \text{ m}$; $H_g = 114 \text{ m}$;

Tableau VI.4 valeur de coup de bélier pour tronçon R2 – R7

Tronçon en PEHD PN16	C (m/s)	Δh_{max} (m)	H_{max}
R2 – R7	239.65	24.28	138.28

VI.8.5 Tronçon R7 - R 10 :

Les caractéristiques de ce tronçon :

$Q = 0.00852 \text{ m}^3/\text{s}$;

$L = 786 \text{ m}$;

$V = 0.695 \text{ m/s}$;

$D_{int} = 125 \text{ mm}$;

$e = 7.35 \text{ mm}$;

$HMT = 147.508 \text{ m}$;

$H_g = 144 \text{ m}$;

Tableau VI.5 valeurs de coup de bélier pour tronçon R7 – R10

Tronçon en Acier PN40	C (m/s)	Δh_{max} (m)	H_{max}
R7 – R10	1313.55	93.06	237.06

VI.8.6 Tronçon R10 – R11 :

Les caractéristiques de ce tronçon :

$Q = 0.00463 \text{ m}^3/\text{s}$;

$L = 763 \text{ m}$;

$V = 1.089 \text{ m/s}$;

$D_{int} = 81.8 \text{ mm}$;

$e = 4.1 \text{ mm}$;

$HMT = 125.175 \text{ m}$; $H_g = 109 \text{ m}$;

Tableau VI.6 valeur de coup de bélier pour tronçon R11 – R12

Tronçon en PEHD PN16	C (m/s)	Δh_{\max} (m)	H_{\max}
R10 – R11	239.81	26.62	135.62

VI.9 Evaluation des résultats :

L'évaluation des résultats montre que les surpressions observées tout au long de la chaîne de refoulement inférieure à la pression nominale (PEHD PN16 et Acier PN40). Par conséquent, les conduites ne sont pas exposées à aucun danger ou problème, ce qui rend l'installation de dispositif anti-bélier inutile.

Tableau VI.7 Tableau récapitulatif des résultats.

Tronçons	C (m/s)	H_{\max} (m)	Type de conduite
ST – R1	951.31	271.55	Tronçon en Acier PN40
R2 – R3	239.37	117.82	Tronçon en PEHD PN16
R3 – R4	1317.114	393.123	Tronçon en Acier PN40
R2 – R7	239.65	138.28	Tronçon en PEHD PN16
R7 – R10	1313.5	237.06	Tronçon en Acier PN40
R10 – R11	239.81	135.62	Tronçon en PEHD PN16

VI.10 Conclusion :

Ce chapitre a traité les deux phénomènes la corrosion et le coup de bélier dans les systèmes hydrauliques. A travers l'analyse de coup de bélier des surpressions et dépressions le long de la chaîne de refoulement, il a été démontré que les valeurs enregistrées restent inférieure à la pression nominale (PEHD PN16) et (Acier PN40). Ainsi, aucun risque significatif a été signaler pour les conduites, et l'installation de dispositif anti-bélier n'est pas nécessaire dans ce cas.

***Conclusion
générale.***

Conclusion générale :

Ce travail a porté sur l'étude du projet d'alimentation en eau potable du Nord-Est de la commune de Kherrata à partir du barrage Ighil Emda à l'horizon 2055. En raison de l'incapacité du système actuel à satisfaire les besoins de la population.

L'estimation démographique de la zone d'étude (Nord-Est de la commune de Kherrata) a révélé un nombre s'élevant à 18899 habitants, avec un taux de croissance moyen annuel de 1.2 %. La consommation journalière totale a été évaluée à 9801.493 m³/j (113.44 l/s). Nous avons aussi dimensionné les réservoirs dont la capacité varie entre 50 m³ et 5000 m³.

Le dimensionnement d'un réseau d'adduction par refoulement et par gravité est une étape clé dans la conception des systèmes d'alimentation en eau potable. Il repose à la fois sur des critères hydrauliques, techniques et économiques. Dans lequel nous avons trouvé les diamètres des conduites entre 63 mm et 600 mm. Le choix de PEHD PN16 et Acier PN40 est justifié par les nombreux avantages techniques qui présentent ces matériaux. Dans les tronçons par refoulement, le catalogue CAPRARI a été utilisé pour sélectionner les pompes qui répondent aux exigences hydrauliques du projet (débit, hauteur manométrique, rendement), garantissant ainsi un fonctionnement fiable et économe en énergie consommée par la pompe.

A la fin, nous avons constaté après l'étude de coup de bélier que les tronçons par refoulement ne présentent aucun risque de coup de bélier.

Nous espérons que ce travail contribuera à enrichir les connaissances dans le domaine d'alimentation en eau potable, et qu'il servira de base utile pour les futurs étudiants à traiter des projets similaires.

Références bibliographiques

[1] [http : //Fr.wikipedia.org/wiki/Kherrata](http://Fr.wikipedia.org/wiki/Kherrata) ;

[2] A.N.R.H (L'agence nationale des ressources hydriques de Bejaïa).

[3] PDAU 2008 commune Kherrata ;

[4] Schéma directeur de développement Agricole et rural ;

[5] Données recueillies auprès des services d'APC, ADE, subdivisions d'hydraulique et d'agriculture de la commune de Kherrata, wilaya de Bejaïa ;

[6] Cours Boualem Salah, Alimentation en eau potable (enseignant à l'Ecole National Supérieure de l'hydraulique et chef de laboratoire AEP, Assainissement) ;

[7] Hammoudi, Laouari ; [Etude d'Alimentation en eau potable Kherratta wilaya de Bejaïa], mémoire de fin d'étude univrsité UMMTO 2024 ;

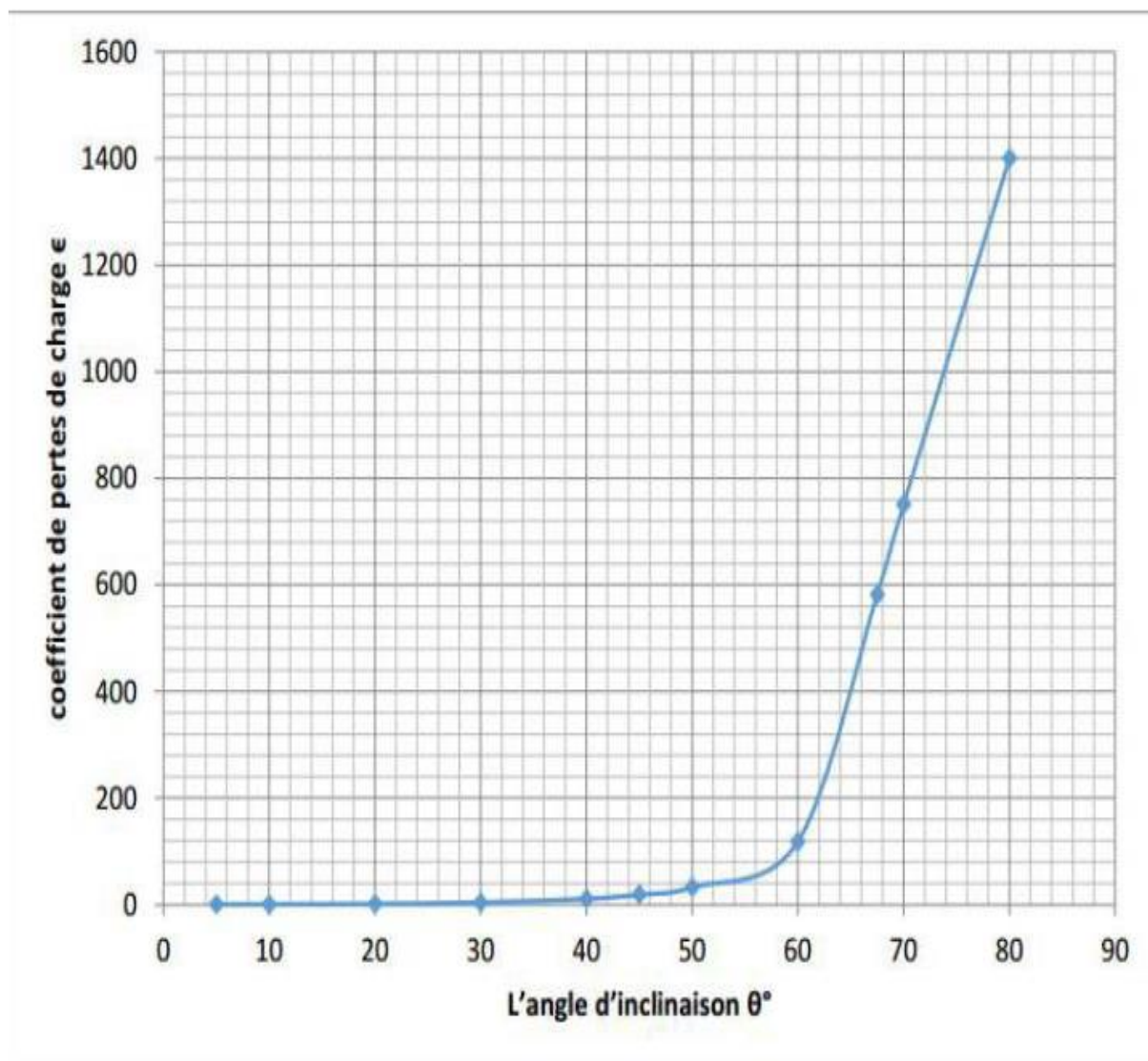
[8] DUPONT, A : Hydraulique urbaine. Tome II, Ouvrages de transport Élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 1979 ;

[9] Hammou ; Tissoula [Renforcement de l'Alimentation en eau potable des deux communes Yatafene et Iboudrarene à partir de l'oued El Djemaa T.O] ; mémoire de fin d'étude université UMMTO 2024 ;

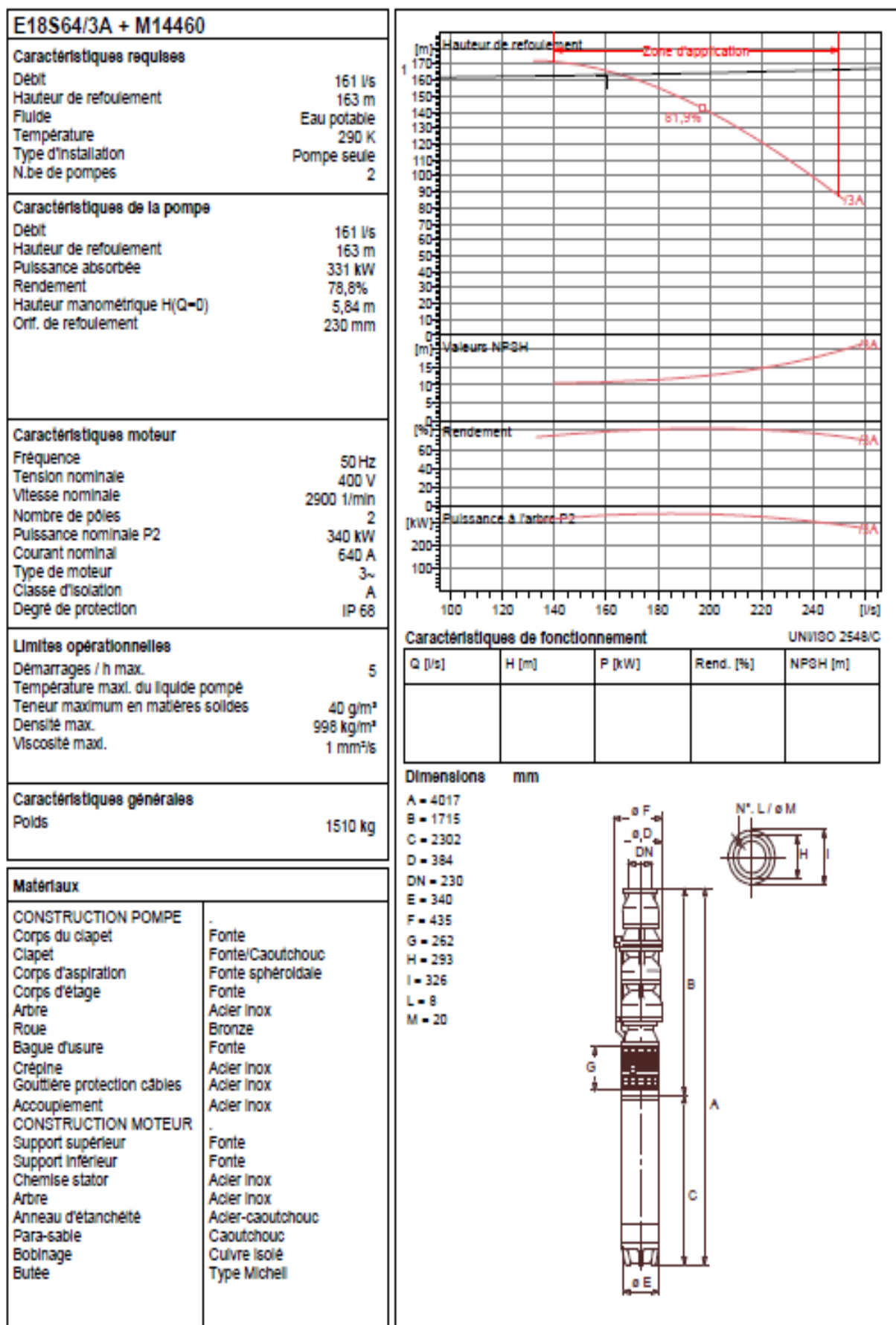
[10] Leghima, Rabhi ; [Alimentation en eau potable Adduction de la daïra de Sidi Aiche à partir du piquage sur la conduite de Transfert Tichihaf Bejaïa] mémoire de fin d'étude université UMMTO 2021.

[11] Ait moussa, Ait izem ; [étude du coup de bélier dans une conduite en refoulement] mémoire de fin d'étude université UMMTO 2020.

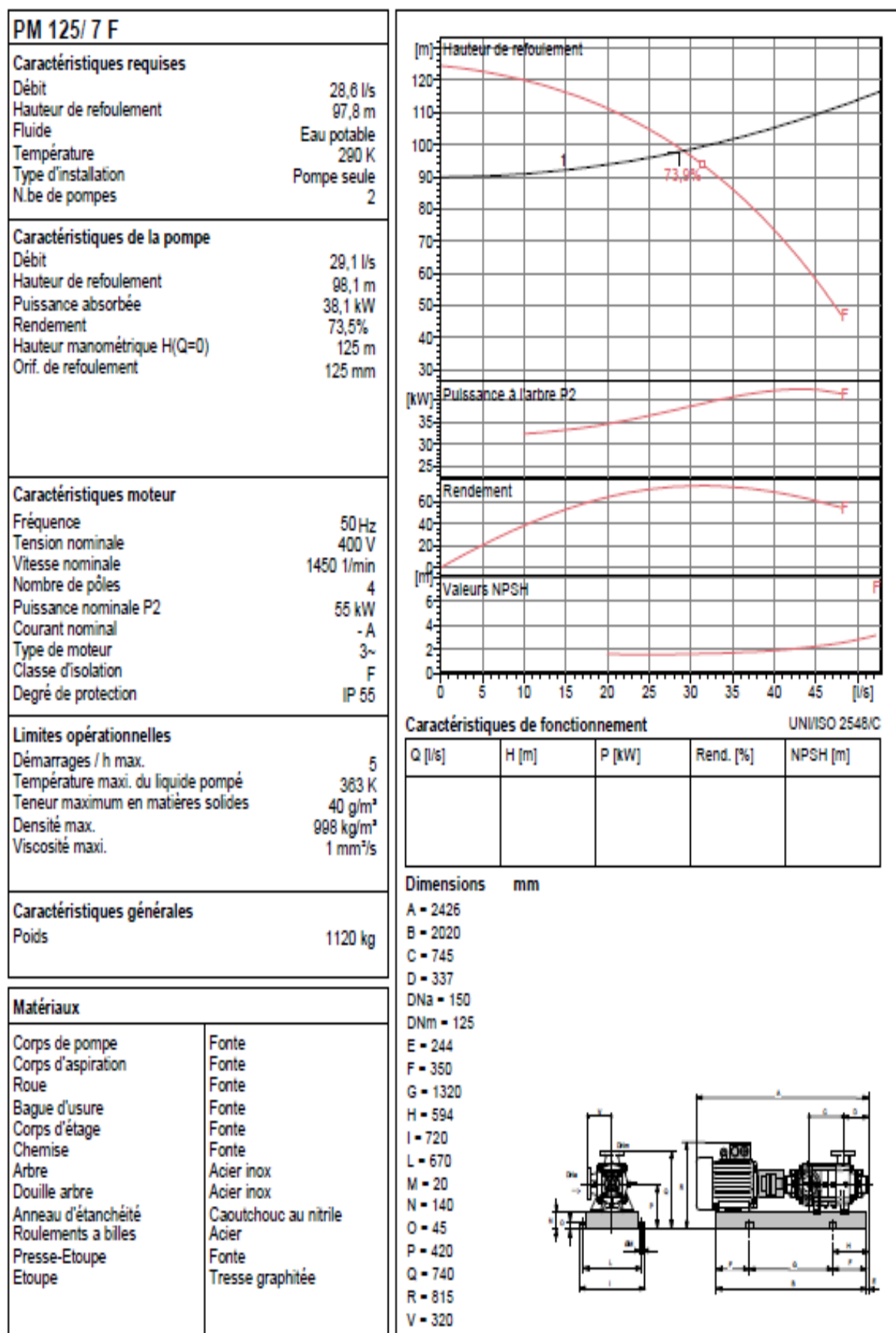
Annexe VI.1 : Abaque des angle d'ouverture de la vanne.



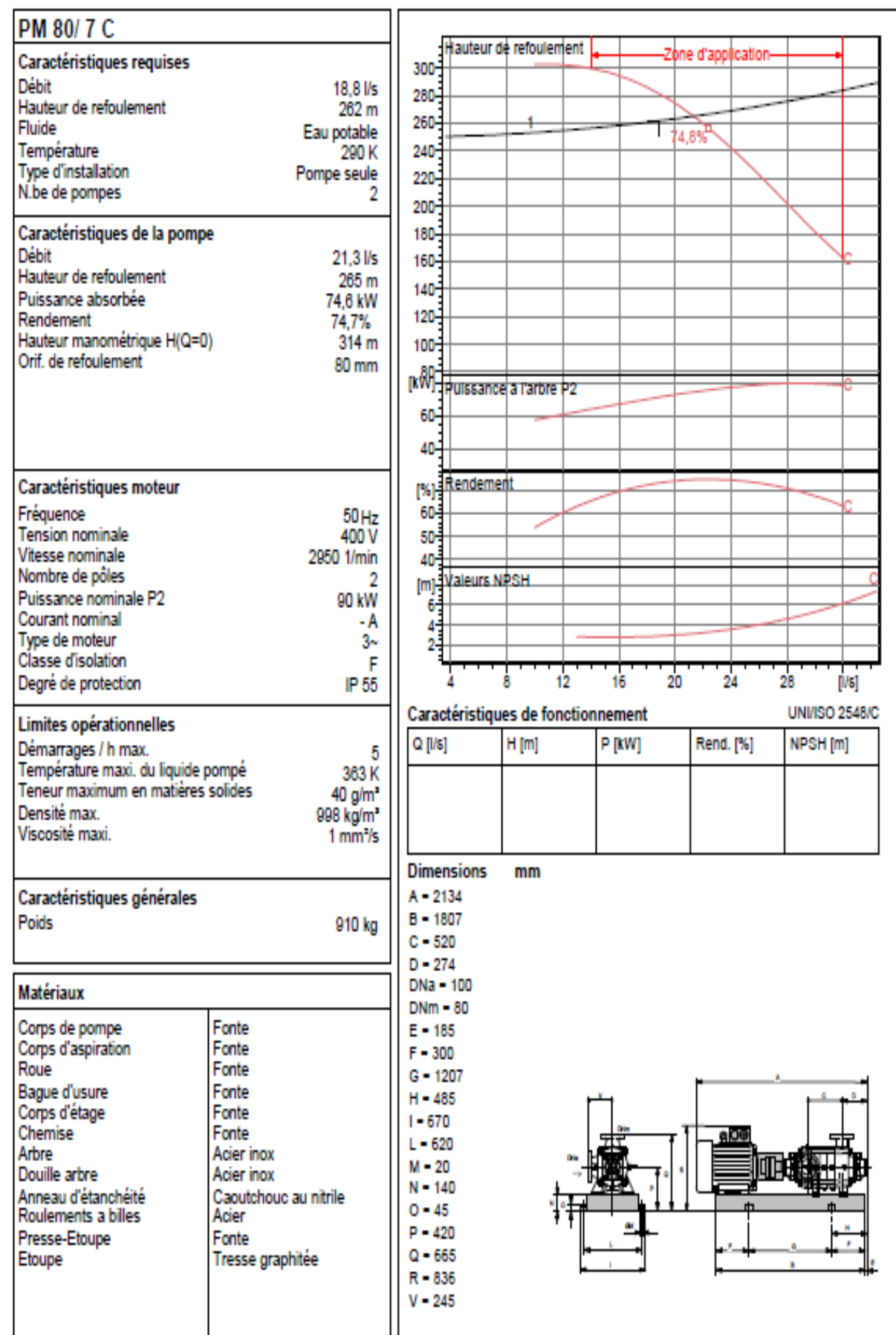
Annexe V.1 : Catalogue de la pompe 1 (ST- R1)



Annexe V.2 : Catalogue de la pompe 2 (R2 – R3)



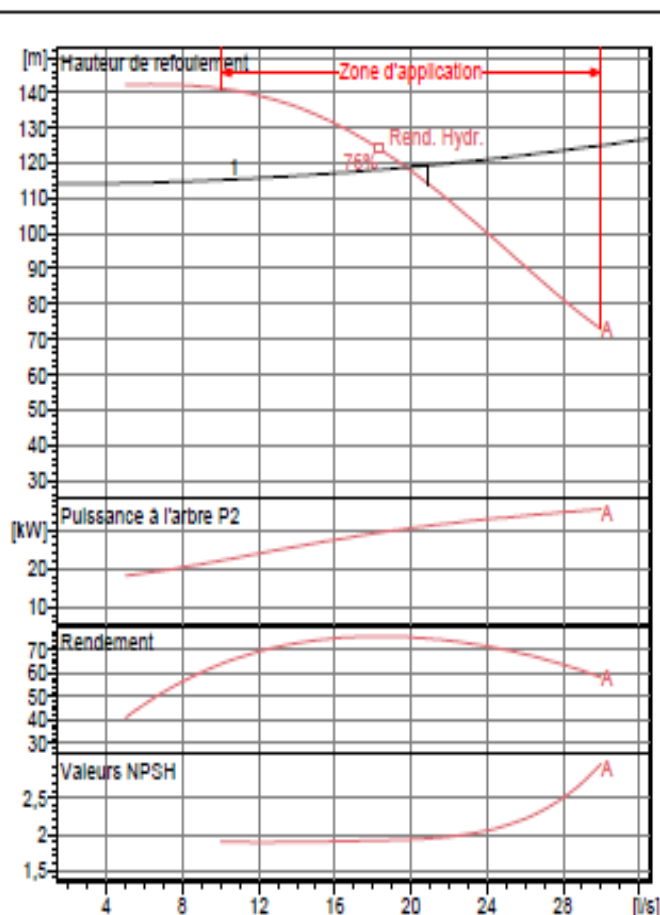
Annexe V.3 : Catalogue de la pompe 3 (R3 – R4)



Annexe V.4 : Catalogue de la pompe 4 (R2 – R7 et R8)

PM 100/ 7 A	
Caractéristiques requises	
Débit	20,9 l/s
Hauteur de refoulement	119 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2
Caractéristiques de la pompe	
Débit	19,8 l/s
Hauteur de refoulement	119 m
Puissance absorbée	30,3 kW
Rendement	75,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	143 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	645 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



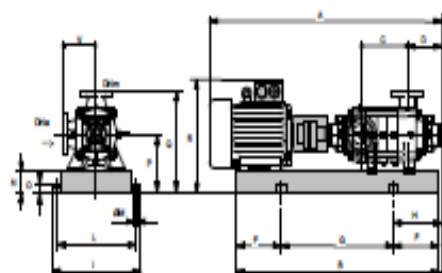
Caractéristiques de fonctionnement

UNISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A - 1972
 B - 1657
 C - 545
 D - 293
 DN_a - 125
 DN_m - 100
 E - 210
 F - 250
 G - 1157
 H - 460
 I - 600
 L - 550
 M - 20
 N - 120
 O - 42
 P - 345
 Q - 615
 R - 620
 V - 270



Annexe V.5 : Catalogue de la pompe 5 (R7 – R10)

PM 80/ 11 A	
Caractéristiques requises	
Débit	8,52 l/s
Hauteur de refoulement	148 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

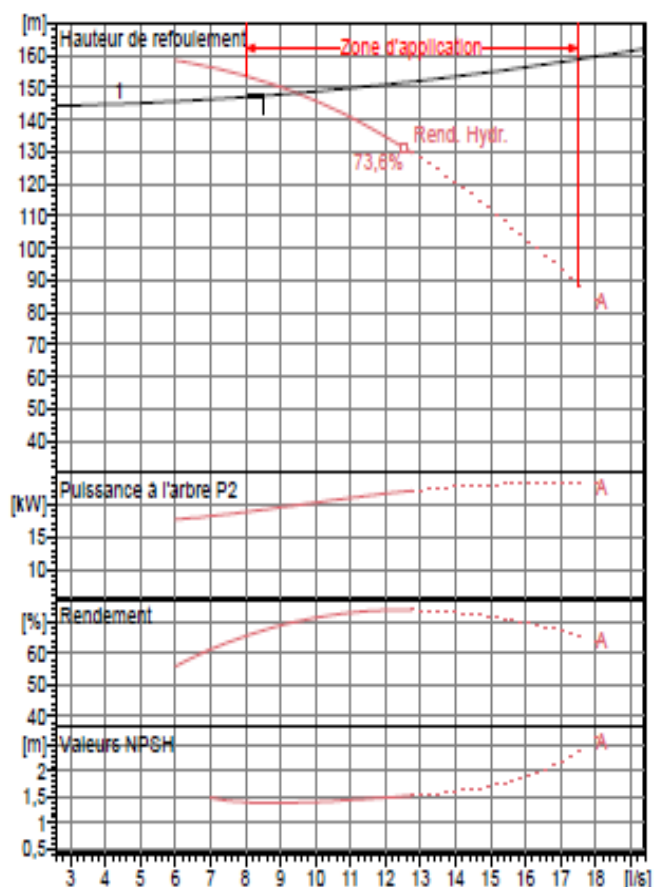
Caractéristiques de la pompe	
Débit	9,46 l/s
Hauteur de refoulement	148 m
Puissance absorbée	19,8 kW
Rendement	70%
Hauteur manométrique H(Q=0)	169 m
Orif. de refoulement	80 mm

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	22 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales	
Poids	580 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

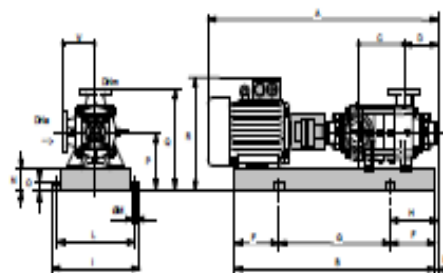


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

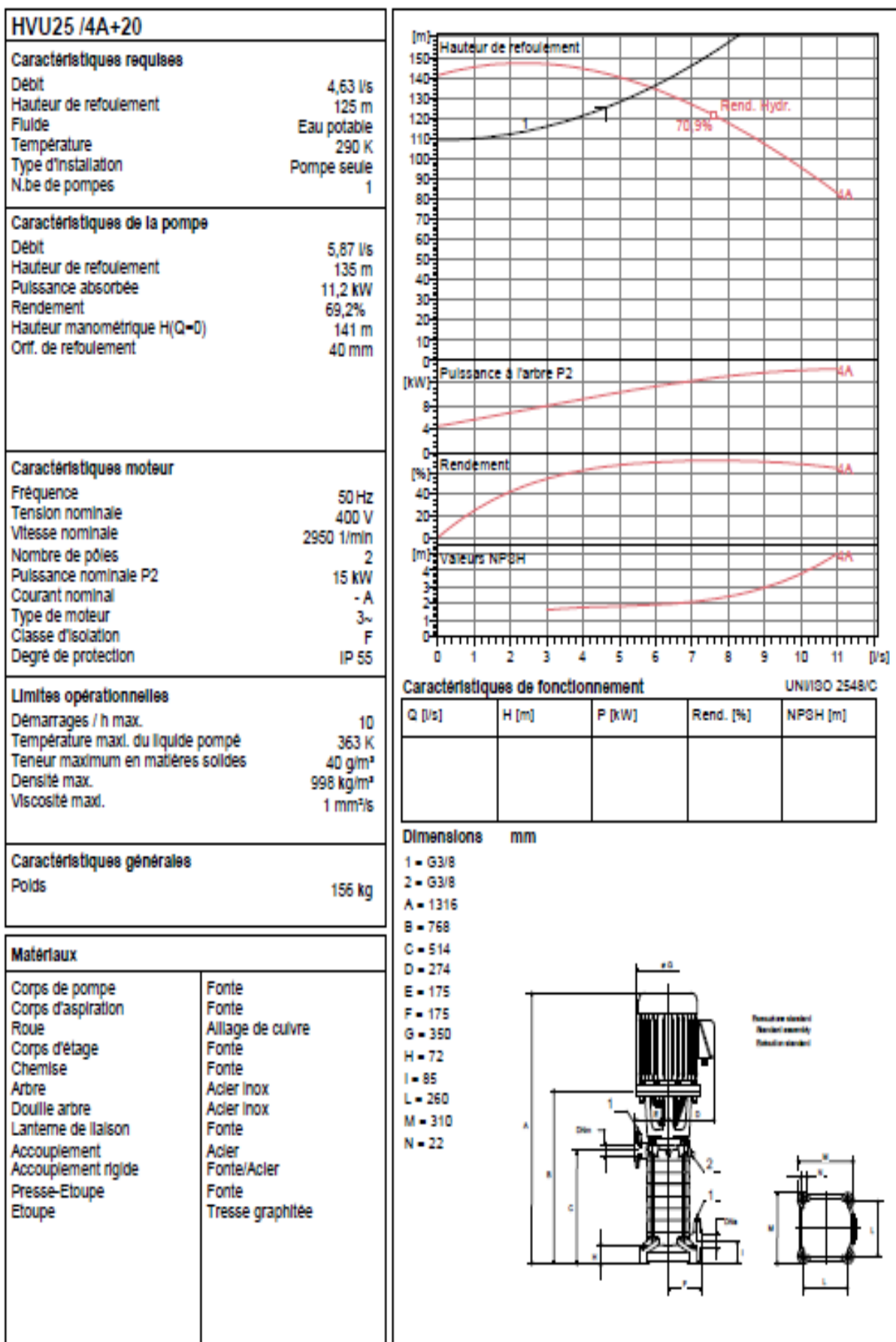
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2100
 B = 1833
 C = 800
 D = 274
 DNa = 100
 DNm = 80
 E = 195
 F = 300
 G = 1233
 H = 495
 I = 600
 L = 550
 M = 20
 N = 100
 O = 42
 P = 300
 Q = 545
 R = 533
 V = 245



Annexe V.6 : Catalogue de la pompe 6 (R10 – R11)



Résumé :

Ce mémoire présente une étude technique sur l'alimentation en eau potable de la partie Nord-Est de la commune de Kherrata, à partir du barrage d'Ighil Emda, pour la période 2025–2055. Après avoir décrit la zone concernée, nous avons estimé les besoins en eau actuels et futurs. Ensuite, nous avons conçu et dimensionné les réservoirs (de 50 à 5000 m³) et les conduites d'adduction (de 63 à 600 mm). Le choix des pompes a été réalisé pour les tronçons nécessitant du refoulement. Enfin, une vérification a été faite pour protéger le réseau contre les coups de bélier.

Mots-clés : Eau potable, Réservoir, Adduction, Coup de bélier.

Abstract :

This thesis presents a technical study of the drinking water supply for the northeastern part of the commune of Kherrata, using water from the Ighil Emda dam, for the period 2025–2055. After describing the study area, current and future water needs were estimated. We then designed and sized the storage tanks (ranging from 50 to 5000 m³) and the supply pipelines (from 63 to 600 mm in diameter). Suitable pumps were selected for the sections requiring pumping. Finally, a check was carried out to protect the network against water hammer effects.

Keywords : Drinking water supply, Reservoir, Transmission line, Water hammer.

الملخص:

تقدم هذه المذكرة دراسة تقنية لتزويد الجزء الشمالي الشرقي من بلدية خراطة بمياه الشرب، انطلاقاً من سد إغيل إمدة، وذلك على مدى الفترة 2025–2055. بعد تقديم منطقة الدراسة، تم تقدير الحاجيات الحالية والمستقبلية من المياه. ثم قمنا بتصميم وتحديد سعة الخزانات (من 50 إلى 5000 م³) وأقطار أنابيب الامدادات (من 63 إلى 600 مم). كما تم اختيار المضخات المناسبة لمقاطع الدفع. وأخيراً، أجرينا تحقّقاً لحماية الشبكة من ظاهرة المطرقة.

الكلمات المفتاحية: مياه الشرب، خزان، أنابيب الامدادات، المطرقة.