

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdallah-

DEPARTEMENT D'IRRIGATION ET DRAINAGE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

**Option: IRRIGATION ET DRAINAGE**

**THEME DU PROJET :**

**ETUDE DE L'AMENAGEMENT HYDRO-AGRICOLE DU  
PERIMETRE D'IRRIGATION D'AIN-MAKHOUF 317 ha  
(W.GUELMA)**

**PRESENTE PAR**

**M<sup>elle</sup> ISSAHNANE Amel Ibtissem**

**Devant les membres du jury**

<b>Noms et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> : RASSOUL Abdelaziz</b>	<b>M.C.A</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>me</sup> : AZIEZ Wahiba</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> : YAHIAOUI Samir</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> : KERID Rachid</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> : MAZOUZI Sabra</b>	<b>M.C.B</b>	<b>Promotrice</b>

**Septembre - 2016**

# DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Ma très chère mère pour tout son amour et son dévouement, à mon père qui a toujours été là pour moi et qui m'a donné un magnifique modèle de persévérance.*

*Ma chère sœur pour son encouragement indéfectible.*

*Mes frères : Yacine, Mounir et Ishak.*

*A toute ma famille en particulier mon oncle " Hassene" qui m'a assisté dans les moments difficiles et aidé au long de mes études, je ne te remercierai jamais assez pour ta générosité et ton aide précieuse.*

*Ma meilleure amie "Mery" pour son soutien moral et son amitié chère à mon cœur.*

*Tous mes amis de "ENSH" et spécialement : Khadidja, Katia, Amina, Poupas, Schahra, tout en leur souhaitant la réussite dans tout ce qu'ils entreprennent.*

*Tous les enseignants qui ont participé à ma formation durant mes études*

*Et à tous ceux qui me sont chers.*

*Amel*

# Remerciements

*Mes sincères remerciements vont à l'endroit de tous les enseignants qui m'ont suivi et encouragé tout le long de mon cursus, ils ont su mettre à la disposition de toute notre promotion leur connaissance et leur savoir faire dans. Tout le mérite leur revient amplement.*

*Mes plus vifs remerciements vont en particulier à M<sup>me</sup> MAZOUZI Sabra, mon honorable encadreur, qui a bien voulu accepter de m'encadrer, me guider et m'assister de sa claire voyance dans l'élaboration de cette recherche jusqu'à son aboutissement. Qu'il trouve l'expression de ma profonde gratitude.*

*Je tiens aussi à remercier toutes les personnes de DSA qui m'ont permis de réaliser cette recherche au sein de leurs services. Il s'agit de M<sup>r</sup> ZEMOUCHI qui m'a bien aidé à recueillir les données nécessaires, ses conseils judicieux et ses supports continus ont été des apports précieux qui m'ont permis de mettre à terme cette recherche. Que dieu lui donne la force d'être au service des autres.*

*Je voudrais remercier aussi M<sup>me</sup> DJOUDAR et M<sup>me</sup> AZIEZ pour tout le soutien, l'aide, et leurs encouragements lors de la réalisation de mon mémoire.*

*Enfin je n'oublierai jamais toutes les bonnes volontés qui m'ont soutenu de près ou de loin pour la réalisation de ce modeste travail qu'elles trouvent à travers ces mots toute ma gratitude.*

**Merci**

## ملخص:

تتمثل الفكرة الإجمالية لمذكرتنا هذه , في دراسة محيط مجاز البقر لهدف تثمين الموارد المائية على مستوى السد و تهيئة محيط جديد صالح للزراعة من أجل تعزيز الإستثمار بواسطة معدات الري التكنولوجية الموفرة للمياه وزيادة المحاصيل الزراعية كما و نوعا و الحد من الاستيراد من أجل تحقيق الأمن الغذائي.

## Résumé:

La conception du projet d'étude de l'aménagement hydro-agricole du périmètre de MEDJEZ EL BAGAR a pour but de valoriser la ressource en eau mobilisée au niveau du moyen barrage existant, et la création de nouveau sol irrigable ainsi que la promotion de l'investissement des équipements d'irrigation économiseur d'eau et de technique d'irrigation afin de diversifier les cultures agricoles et ce pour augmenter les rendements agricoles en quantité et en qualité pour réduire les importation pour une meilleur sécurité alimentaire.

## Abstract:

The purpose of the draft study design of the hydro-agricultural planning of MEDJEZ EL BAGAR perimeter , is to develop the water resources mobilized on the level of the average existing dam and a creation of a new irrigable plate as well as the promotion of the investment of irrigation equipment of water saver and irrigation technique in order to diversify the agricultural crops , thus in order to increase the agricultural outputs in quantity and quality to reduce the importation in order to have a better food safety.

# Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I: Présentation Générale de la Zone d'Etude</b> .....	2
I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation générale .....	2
I.3. Situation géographique .....	3
I.4. Situation administrative et localisation de la zone d'étude.....	3
I.5. Le milieu naturel .....	3
I.5.1. Relief et réseau hydrographique.....	5
I.5.2. Géologie .....	5
I.6. Situation démographique .....	5
I.6.1. Population.....	5
I.6.2. Besoins alimentaires de la population .....	7
I.6.3. Infrastructures socio-économiques.....	8
I.6.4. Situation de l'agriculture dans la commune .....	10
I.7. Le climat .....	12
I.7.1. Introduction .....	12
I.7.2. Choix de la station météorologique la plus représentative.....	12
I.7.3. Les précipitations .....	13
I.7.4. Température.....	14
I.7.5. L'humidité relative de l'air.....	15
I.7.6. Les vents.....	16
I.7.7. Nébulosité en (Octas) .....	17
I.7.8. Insolation totale du mois en (H) .....	17
I.7.9. Les phénomènes climatiques accidentels .....	18
I.7.10. Les indices climatiques .....	19
I.7.10.1. L'indice d'aridité De MARTONE.....	19
I.7.10.2. Quotient pluviométrique d'EMBERGER.....	20
I.7.10.3. Climogramme pluviométrique de BAGNOULS et GAUSSEN.....	22
I.8. Conclusion.....	23

<b>Chapitre II: Ressources en Sol et Aptitudes Cultureles</b> .....	24
II.1. Introduction.....	24
II.2. Méthodologie de l'étude .....	24
II.3. Classification des sols.....	24
II.3.1. Présentation des descriptions de profils .....	24
II.4. Carte des zones homogènes .....	33
II.5. Aptitude culturale des sols.....	35
II.6 Conclusion .....	37
<b>Chapitre III: Ressources en Eau et Etude Hydrologique</b> .....	38
III.1. Introduction .....	38
III.2. Ressources en eau.....	38
III.2.1. Ressource en eau de surface .....	38
III.2.1.1. Caractéristique du barrage .....	38
III.2.2. Qualité de l'eau d'irrigation.....	39
III.2.3. Classification des eaux pour l'irrigation.....	39
III.3. Etude hydrologique .....	42
III.3.1. Présentation de la station pluviométrique.....	42
III.3.2. Vérification l'homogénéité de la série pluviométrique .....	44
III.3.3. Etude de l'échantillon et choix du type de loi d'ajustement.....	47
III.3.3.1. Ajustement des pluies annuelles à la loi Normale .....	47
III.3.3.2. Ajustement des pluies annuelles à la loi Log - Normale.....	49
III.3.4. Test de validité d'un ajustement .....	51
III.3.4.1. Test de validité de l'ajustement à la loi Normale et la loi Log-Normale.....	52
III.3.5. Détermination de l'année de calcul .....	53
III.4. Conclusion.....	54
<b>Chapitre IV : Calcule des Besoins en Eau et des Culture</b> .....	55
IV.1. Introduction .....	55
IV.2. Besoins en eau des cultures.....	55
IV.2.1. L'évapotranspiration potentielle de référence (ET <sub>0</sub> ) .....	55
IV.2.2. Calcul de l'évapotranspiration.....	57
IV.2.3. L'évapotranspiration maximal (ET <sub>M</sub> ou ET <sub>c</sub> ).....	58
IV.3. L'occupation des sols et le choix des cultures .....	59
IV.3.1. Rotation et assolements .....	60

IV.3.2. Répartition des surfaces en fonction de l'assolement proposé.....	60
IV.3.3. Calendrier d'occupation des sols.....	60
IV.4. Détermination des besoins en eau d'irrigation.....	61
IV.4.1. Estimation des besoins en eau des cultures .....	62
IV.4.2. Calcul des besoins en eau pour les Assolements 1 et 2.....	74
IV.4.3. Calcul de débit spécifique .....	75
IV.4.4. Calcul de débit caractéristique.....	76
IV.5. Estimation des volumes d'eau d'irrigation .....	76
IV.6. Conclusion.....	77
<b>Chapitre V : Etude du système d'adduction.....</b>	<b>78</b>
V.1. Introduction .....	78
V.2. Schéma d'aménagement.....	78
V.2.1. Découpage du périmètre en ilots d'irrigation .....	78
V.2.2. Système d'irrigation.....	78
V.2.3. Descriptif du réseau de distribution .....	79
V.2.4. Bornes d'irrigation.....	79
V.2.5. Débits d'équipement des ilots.....	79
V.2.5.1. Choix du diamètre de la borne .....	80
V.3. Dimensionnement de la conduite gravitaire (conduite d'aspiration) .....	81
V.3.1. Caractéristique de la conduite gravitaire .....	81
V.4. Dimensionnement de la conduite de refoulement .....	83
V.4.1. Caractéristique de la conduite de refoulement.....	83
V.4.2. Calcul du diamètre économique .....	84
V.4.2.1. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	84
V.4.2.2. Calcul des frais d'exploitation .....	86
V.4.2.3. Calcul des frais d'amortissement .....	87
V.4.2.4. Bilan des couts (Exploitation – Investissement).....	88
V.5. Dimensionnement de la station de pompage .....	89
V.5.1. Choix de la variante d'adduction par pompage et de l'emplacement de la station.....	89
V.5.2. Détermination de la hauteur d'élévation calculée.....	89
V.5.3. Choix de nombre de pompe .....	90
V.5.4. Vérification du risque de la cavitation .....	91

V.5.5. Choix du moteur électrique.....	92
V.5.6. Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique .....	92
V.5.7. Choix de l'équipement en amont et en aval des pompes .....	93
V.5.7.1. Equipement en amont.....	93
V.5.7.2. Equipement en aval .....	94
V.5.8. Rendement de la station de pompage .....	95
V.5.9. Bâtiment de la station de pompage .....	95
V.5.9.1. Dimensionnement du bâtiment .....	95
V.6. Dimensionnement du réservoir de distribution .....	97
V.6.1. Détermination les caractéristiques du réservoir.....	97
V.7. Dimensionnement du réseau de distribution .....	98
V.7.1. Caractéristiques des conduites du réseau de distribution gravitaire .....	98
V.7.1.1. Choix du type de matériau .....	98
V.7.2. Vitesse admissible.....	99
V.7.3. Calcul des diamètres .....	99
V.7.4. Calcul des pertes de charge.....	100
V.8. Conclusion.....	104
<b>Chapitre VI : Etude des Techniques d'Irrigation .....</b>	<b>105</b>
VI.1. Introduction .....	105
VI.2. Les techniques d'irrigation.....	105
VI.2.1. Irrigation de surface.....	105
VI.2.2. Irrigation par pivot.....	106
VI.2.3. Irrigation par aspersion.....	107
VI.2.4. Irrigation localisée (goutte à goutte).....	109
VI.3. Choix de la technique d'arrosage .....	110
VI.4. Conclusion.....	110
<b>Chapitre VII : Dimensionnement à la Parcelle.....</b>	<b>111</b>
VII.1. Introduction.....	111
VII.2. Les procède d'irrigation.....	111
VII.3. Dimensionnement d'un système d'irrigation par aspersion .....	111
VII.3.1. Données générales.....	111
VII.3.2. Le diamètre de l'ajutage.....	112
VII.3.3. La portée du jet.....	112



VII.3.4. Ecartements entre les rampes et arroseurs .....	113
VII.3.5. Débit de l'asperseur.....	113
VII.3.6. Vérification de la pluviométrie de la buse .....	113
VII.3.7. Le temps nécessaire pour donner une dose par un asperseur .....	114
VII.3.7.1. Nombre d'irrigation.....	114
VII.3.7.2. La durée d'une rotation d'irrigation .....	114
VII.3.8. Volume fourni par un asperseur pendant un mois .....	114
VII.3.9. Volume à épandre en un mois sur toute la parcelle .....	114
VII.3.10. Le nombre d'aspersion .....	115
VII.3.11. la rampe.....	115
VII.3.12. Dimensionnement des canalisations .....	116
VII.3.12.1. Calcul des pertes de charge .....	116
VII.3.12.2. Diamètre de la rampe.....	116
VII.3.12.3. Dimensionnement de la porte – rampe .....	117
VII.3.13. Calcul de la pression en tête du réseau.....	118
VII.4. Dimensionnement d'un système d'irrigation goutte à goutte .....	118
VII.4.1. Les besoins en eau de la parcelle d'Olivier.....	118
VII.4.2. Calculs hydrauliques .....	121
VII.4.2.1. Le nombre d'arbre par rampe .....	121
VII.4.2.2. Nombre de goutteurs par rampe .....	122
VII.4.2.3. Nombre de rampes.....	122
VII.4.2.4. Débit de la rampe.....	122
VII.4.2.5. Débit de la Porte rampe .....	122
VII.4.2.6. Débit de la conduite secondaire.....	122
VII.4.3. Dimensionnement des canalisations .....	122
VII.4.4. la pression d'eau à la borne de distribution.....	123
VII.5. Conclusion .....	125
<b>Chapitre VIII : Calcul Technico-économique .....</b>	<b>126</b>
VIII.1. Introduction .....	126
VIII.2. Différents travaux à entreprendre .....	126
VIII.2.1. Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution .....	126
VIII.2.2. Travaux concernant la station de pompage.....	127
VIII.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution .....	127

VIII.3.1. Calcul du volume de terrassement .....	127
VIII.3.2. Calcul du volume de déblai .....	128
VIII.3.3. Calcul du volume de lit de sable .....	129
VIII.3.4. Calcul du volume de remblai .....	129
VIII.3.5. Volume de station de pompage.....	130
VIII.4. Estimation de cout de projet .....	131
VIII.4.1. Estimation de cout de pose de canalisation de l’adduction .....	131
VIII.4.2. Estimation de cout de la station de pompage.....	131
VIII.4.3. Estimation de cout du réseau de distribution .....	132
VIII.5. Conclusion .....	132
<b>Conclusion Générale .....</b>	<b>133</b>

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE I

<b>Tableau I.1 :</b> Superficie totale du territoire de la commune et répartition des terres.....	3
<b>Tableau I.2 :</b> La répartition de la population (2012).....	6
<b>Tableau I.3 :</b> Densité de la population (2012).....	6
<b>Tableau I.4 :</b> Evolution de la population-Horizon (2020).....	7
<b>Tableau I.5 :</b> Evolution des besoins de la population en produits agricoles -Horizon (2020)....	7
<b>Tableau I.6 :</b> Evolution des besoins de la population en produits agricoles Horizon (2020).....	8
<b>Tableau I.7 :</b> La répartition des différentes infrastructures scolaire .....	8
<b>Tableau I.8 :</b> La répartition des différentes infrastructures sanitaires (2012).....	9
<b>Tableau I.9 :</b> Répartition des terres (2012).....	10
<b>Tableau I.10 :</b> Répartition de la SAU cultivée .....	11
<b>Tableau I.11 :</b> Pluviométrie moyenne mensuelle (1972 à 2004).....	13
<b>Tableau I.12 :</b> Distribution mensuelle de la température de l'air au niveau de la station de Guelma (1985-2004).....	14
<b>Tableau I. 13 :</b> Humidités moyennes mensuelles (1985-2004).....	15
<b>Tableau I. 14 :</b> Vitesses moyennes mensuelles des vents (1985-2004).....	16
<b>Tableau I.15 :</b> Nébulosité dans la période (1985-1995).....	17
<b>Tableau I. 16 :</b> Moyenne mensuelle et Annuelle de L'insolation en heure (1985-2004).....	17
<b>Tableau I.17 :</b> Nombre de jours de grêle (1985-2004).....	18
<b>Tableau I.18:</b> Nombre de jours de gelée (1985-2004).....	18
<b>Tableau I.19 :</b> Nombre de jours de brouillards (1985-2004).....	19
<b>Tableau I.20 :</b> Nombre de jours de sirocco (1985-2004).....	19
<b>Tableau I.21:</b> Classification des climats selon DE MARTONE.....	20

## CHAPITRE II

<b>Tableau II.1 :</b> Les résultats d'analyses (profile n°1).....	26
<b>Tableau II.2 :</b> Les résultats d'analyses (profile n°2).....	29
<b>Tableau II.3 :</b> Les résultats d'analyses (profile n°3).....	32
<b>Tableau II. 4 :</b> Zones homogènes.....	33
<b>Tableau II.5 :</b> Les aptitudes culturales au niveau du périmètre d'étude.....	36

## CHAPITRE III

<b>Tableau III.1:</b> Résultats des analyses de l'eau du barrage de Medjaz El-Bgare.....	39
<b>Tableau III.2 :</b> Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique.....	40
<b>Tableau III.3:</b> Classification des eaux en fonction du S.A.R.....	40
<b>Tableau III.4:</b> Coordonnées de la station pluviométrique «Guelma Lycée».....	42
<b>Tableau III. 5:</b> Répartition mensuelle et annuelle des pluies.....	42
<b>Tableau III.6:</b> Test d'homogénéité de Wilcoxon.....	46
<b>Tableau III.7 :</b> Résultats du test de Wilcoxon.....	47
<b>Tableau III.8:</b> Les résultats d'ajustement à la loi normale(Gauss).....	48
<b>Tableau III.9:</b> Les résultats d'ajustement à la loi Log - normale(Galton).....	50
<b>Tableau III.10:</b> Test de validité des deux ajustements.....	52
<b>Tableau III.11:</b> Reconstitution de l'année de probabilité 80%.....	53

## CHAPITRE IV

<b>Tableau IV.1 :</b> Evapotranspiration de référence ( $ET_0$ ) de la zone d'étude.....	57
<b>Tableau IV.2:</b> Précipitation efficace dans la zone d'étude.....	59
<b>Tableau IV.3:</b> L'assolement biennal des cultures en plein champ en irriguées.....	60
<b>Tableau IV.4 :</b> Calendrier d'exploitation, assolement (Rotation des cultures).....	61
<b>Tableau IV.5 :</b> Besoins en eau des blés –Avoines.....	62
<b>Tableau IV.6 :</b> Besoins en eau des Orges en vert.....	63
<b>Tableau IV.7 :</b> Besoins en eau des Betteraves .....	64
<b>Tableau IV.8 :</b> Besoins en eau des Orges grain.....	65
<b>Tableau IV.9 :</b> Besoins en eau des Ail-Oignon vert.....	66
<b>Tableau IV.10 :</b> Besoins en eau des Tomates.....	67
<b>Tableau IV.11 :</b> Besoins en eau des Pomme de terre.....	68
<b>Tableau IV.12 :</b> Besoins en eau des Haricots.....	69
<b>Tableau IV.13 :</b> Besoins en eau des Carottes.....	70
<b>Tableau IV.14 :</b> Besoins en eau des concombres.....	71
<b>Tableau IV.15:</b> Besoins en eau des Pêche.....	72
<b>Tableau IV.16 :</b> Besoins en eau des Olivier.....	73
<b>Tableau IV.17:</b> Récapitulatif des besoins pour l'assolement 1.....	74
<b>Tableau IV.18:</b> Récapitulatif des besoins pour l'assolement 2.....	74
<b>Tableau IV.19 :</b> volumes d'eau d'irrigation.....	76

## CHAPITRE V

<b>Tableau V.1</b> : Choix du diamètre de la borne.....	80
<b>Tableau V.2</b> : Calcul des débits des ilots et choix du diamètre de la borne.....	80
<b>Tableau V.3</b> : Coefficient $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types de tuyau.....	82
<b>Tableau V.4</b> : calcul de la HMT en fonction du diamètre.....	86
<b>Tableau V.5</b> : calcul des frais d'exploitation.....	87
<b>Tableau V.6</b> : calcul des frais d'amortissement en fonction du diamètre.....	87
<b>Tableau V.7</b> : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	88
<b>Tableau V.8</b> : Variation pour le choix du nombre de pompes.....	90
<b>Tableau V.9</b> : Variation du coefficient $K$ en fonction de la puissance $P$ .....	92
<b>Tableau V.10</b> : Les dimensions des équipements amont de la pompe .....	94
<b>Tableau V.11</b> : Les dimensions des équipements aval de la pompe.....	94
<b>Tableau V.12</b> : Les paramètres de perte de charge.....	100
<b>Tableau VI.13</b> : Calculs hydrauliques du réseau de distribution.....	101

## CHAPITRE VII

<b>Tableau VII.1</b> : Résultat de calcul pratique d'aspersion.....	118
<b>Tableau VII.2</b> : Tous les résultats de dimensionnement.....	124

## CHAPITRE VIII

<b>Tableau VIII.1</b> : Calcul du volume de déblai.....	128
<b>Tableau VIII.2</b> : Calcul du volume de sable.....	129
<b>Tableau VIII.3</b> : Calcul du volume de remblai.....	129
<b>Tableau VIII.4</b> : Les volumes des stations de pompage.....	130
<b>Tableau VIII.5</b> : Estimation du cout de pose de canalisation de l'adduction.....	131
<b>Tableau VIII.6</b> : Estimation du cout de la station de pompage.....	131
<b>Tableau VIII.7</b> : Estimation de cout du réseau de distribution.....	132

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I

<b>Figure I.1</b> : Carte de découpage administratif des communes de la wilaya de Guelma, L'échelle (1/100 000).....	2
<b>Figure I.2</b> : Carte de Situation générale du périmètre d'étude, échelle (1/50 000).....	4
<b>Figure I.3</b> : Répartition de la population par dispersion Statistique (2012).....	6
<b>Figure I.4</b> : carte de réseau routier, échelle (1/500 000).....	10
<b>Figure I.5</b> : carte d'occupation du sol (Commune de Ain-Makhlouf), échelle (1/100 000).....	11
<b>Figure I.6</b> : Carte de Situation des stations météorologiques par rapport à la zone d'études, échelle (1/100 000).....	13
<b>Figure I.7</b> : Graphique des Précipitations moyennes mensuelles de la station de Guelma Lycée.....	14
<b>Figure I.8</b> : Graphique de la température moyenne mensuelle. (1985-2004).....	15
<b>Figure I.9</b> : Graphique de l'humidité moyenne. (1985-2004).....	16
<b>Figure I.10</b> : Graphique de vitesse moyenne du vent.....	17
<b>Figure I.11</b> : Diagramme bioclimatique d'EMBERGER.....	21
<b>Figure I.12</b> : Climatogramme pluviométrique de GAUSSEN.....	22

## CHAPITRE II

<b>Figure II.1</b> : Profil N°1.....	25
<b>Figure II.2</b> : Profil N°2.....	27
<b>Figure II.3</b> : Profil N°3.....	30

## CHAPITRE III

<b>Figure III.1</b> :Diagramme de classification des eaux d'irrigation.....	41
<b>Figure III.2</b> : Allure des points sur le papier a probabilité d'ajustement à la loi normale (Gauss).....	49
<b>Figure III.3</b> : Allure des points sur le papier probabilité à la loi log normal (Galton).....	51

## **CHAPITRE IV**

<b>Figure IV.1</b> Graphique de l'évapotranspiration (ET0).....	58
---	----

## **CHAPITRE V**

<b>Figure V.1</b> : Résultats de l'étude technico-économique.....	88
---	----

<b>Figure V.2</b> : Schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe.....	93
--	----

<b>Figure V.3</b> : Schéma indicatif de l'équipement en aval de la pompe.....	94
---	----

## **CHAPITRE VI**

<b>Figure. VI.1</b> : l'irrigation par pivot.....	106
---	-----

<b>Figure VI. 2:</b> l'irrigation par aspersion.....	108
--	-----

<b>Figure VI.3</b> : Schéma type d'un réseau d'irrigation en goutte a goutte.....	109
---	-----

## **CHAPITRE VIII**

<b>Figure VIII.1.</b> Schéma d'une tranchée.....	128
--	-----

# LISTE DES PLANCHES

**Planche N°1** : Plan de situation du périmètre d'Ain-Makhlouf W. Guelma.

**Planche N°2** : Plan de réseau du périmètre d'Ain-Makhlouf W. Guelma.

**Planche N°3** : Profil en long de la conduite principale du réseau d'irrigation du périmètre d'Ain-Makhlouf W. Guelma (Réservoir – B5).

**Planche N°4** : Profil en long de la conduite de refoulement du périmètre d'irrigation d'Ain-Makhlouf W. Guelma (Station de pompage - Réservoir).

**Planche N°5** : Plan de réseau goutte a goutte de l'ilot 45 (6,74 Ha) du périmètre d'Ain-Makhlouf W. Guelma.



**INTRODUCTION  
GÉNÉRALE**

## **Introduction générale**

Les ressources en eau représentent un élément fondamental dans le développement économique d'un pays. Les interférences du secteur de l'hydraulique avec les autres secteurs économiques ont fait de ces ressources un élément préalable pour la concrétisation des objectifs prioritaires pour le développement de l'agriculture.

Dans les pays à pluviométrie insuffisante ou irrégulière, l'eau est le principal facteur limitant de tout développement agricole.

C'est le cas de l'Algérie qui a connu une longue période de sécheresse, qui s'est répercutée par des faibles apports en eau et de rendements agricoles limités.

L'objectif de notre projet d'étude de l'aménagement hydro-agricole du périmètre de MEDJEZ EL BAGAR entre dans le cadre de la valorisation des potentialités naturelles existantes en eau mobilisé au niveau du moyen barrage existant (d'une capacité de 2,861 Hm<sup>3</sup>) et en sol par la création de nouveau périmètre irrigable en se fixant sur l'amélioration des conditions d'exploitation de ces périmètres Irrigués par la promotion de l'investissement des équipements économiseur d'eau et de technique d'irrigation afin de diversifier les cultures agricole et ce pour augmenter les rendements agricole en quantité et en qualité pour réduire les importation pour une meilleur sécurité alimentaire et d'augmenter les revenus de la population concernée .

Les différentes phases de notre étude ce soulève sur une présentation physique, de la zone et du milieu naturel existant (eau et sol) de l'étude hydrologique afin de déterminé le bilan hydrique en fonction des paramètres climatiques du sol et ce pour estimer les besoins en eau des cultures adoptées.

Le dimensionnement du réseau d'irrigation par un calcule hydraulique, ainsi qu'une étude de la station de pompage et le dimensionnel du réservoir.

Le calcule technico-économique (estimation du projet) à finaliser notre étude.

---

# **CHAPITRE I**

---

## **Présentation Générale de la Zone d'Etude**

---

## Chapitre I: Présentation Générale de la Zone d'Etude

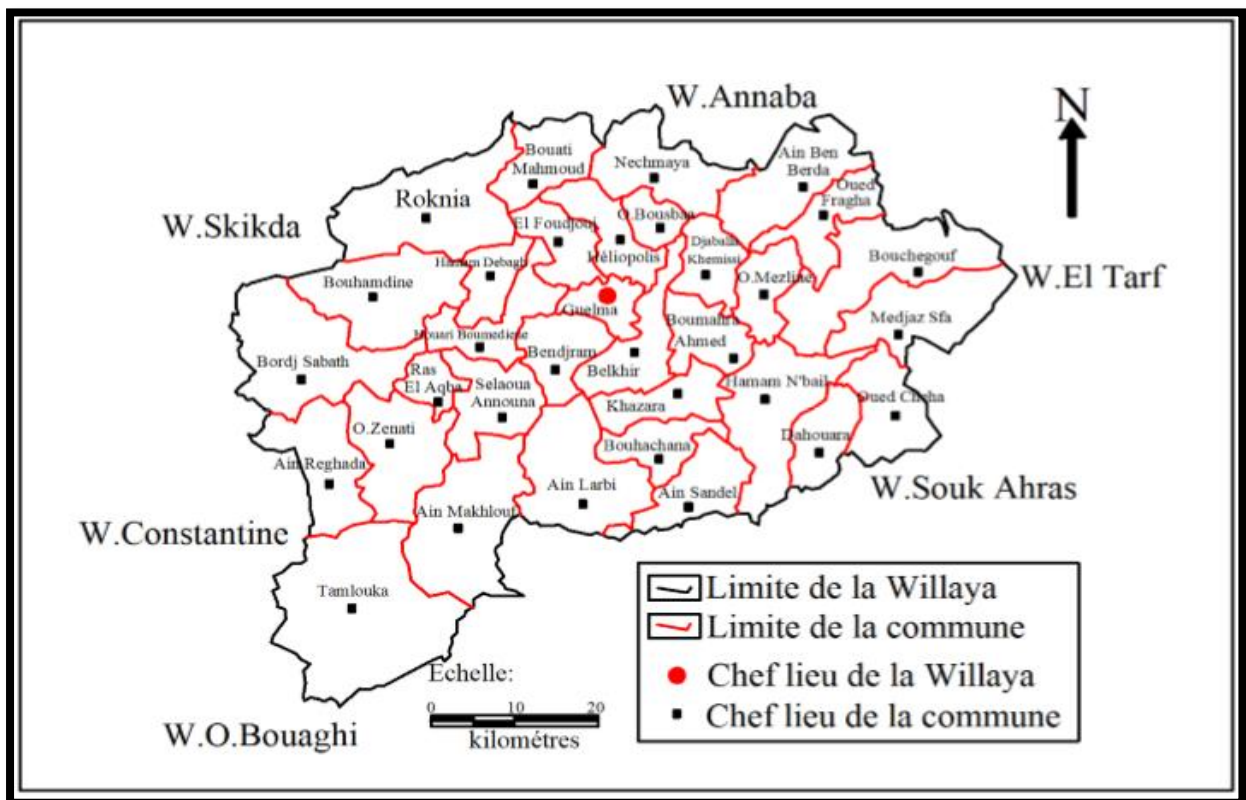
### I.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons les paramètres climatiques ainsi que les différentes caractéristiques physiques qui sont favorables à la mise en valeur en irrigation.

La zone d'étude concerne le périmètre d'Aïn- Makhlouf qui est située dans la wilaya de Guelma.

### I.2. Présentation générale

La wilaya de Guelma se situe au Nord-Est de l'Algérie à 290 m d'altitude. Elle se situe entre les coordonnées  $39^{\circ}$  à  $40^{\circ}$  de latitude Nord et entre  $5^{\circ}$  et  $6^{\circ}$  de longitude Est. Elle occupe une position géographique stratégique, elle est donc un point de rencontre entre les pôles industriels du Nord (Annaba et Skikda), les centres d'échanges au Sud (Oum El Bouaghi et Tébessa) et la proximité du territoire tunisien à l'Est. Elle englobe 34 communes et 10 Dairas (figure N°1).



**Figure I.1 :** Carte de découpage administratif des communes de la wilaya de Guelma, L'échelle (1/100 000).

### I.3. Situation géographique

Le périmètre d'étude est situé en amont de la retenue collinaire d'Ain-Makhlouf. Cette dernière est projetée sur Oued Medjaz El Bgare au Sud- Est du chef lieu de la commune d'Ain-Makhlouf, Daïra d' Oued Zenati à 40 km environ au sud- ouest du chef lieu de la wilaya.

### I.4. Situation administrative et localisation de la zone d'étude

Administrativement le périmètre d'Ain-Makhlouf est rattaché à la commune d'Ain-Makhlouf.

Il est délimité localement par :

- Au Nord par la commune de Selaoua hannouna.
- Au sud par les communes de Ksar Sbahi et Tamlouka.
- À l'Est par les communes d'Ain Larbi et Soltane.
- A u Ouest par la commune d'Oued Zenati.

Le périmètre d'étude est situé à environ trois (03) kms au Sud- Est du chef lieu de la commune d'Ain-Makhlouf.

### I.5. Le milieu naturel

**Tableau I.1 :** Superficie totale du territoire de la commune et répartition des terres

Désignation	Superficie Totale Km <sup>2</sup>	Répartition en (ha)		
		S.A.U	Forets	Terres de parcours
Superficie	196	1 7593	600	1 407
Pourcentage(%)	100	89,76	3,06	7,18

**Source :** Document Interne DSA, Guelma.

D'après le pourcentage de la S.A.U (89,76 %) la commune d'Ain- Makhlouf est à vocation exclusivement agricole.

Les superficies en jachère occupent 39,69% (6 983 ha) de la S.A.U totale. Les superficies des terres irriguées restent très limitées comparativement avec la S.A.U. Elle représente 0,3% soit 54 ha de la superficie agricole utile. Si l'on tient compte des potentialités hydriques de la commune et des aptitudes à l'irrigation de certaines superficies on peut se permettre de déclarer que les possibilités de développement ne sont que très peu exploitées.

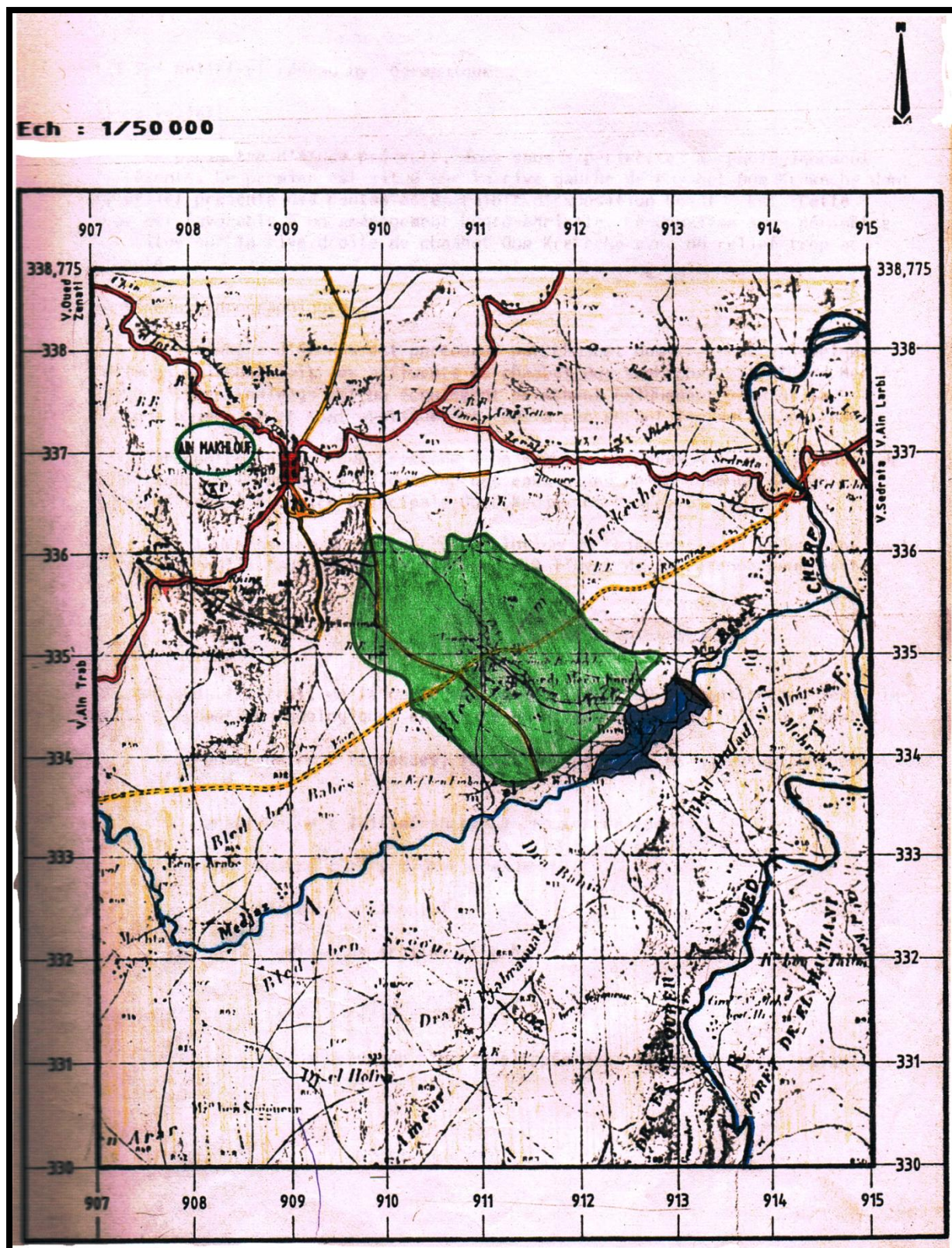


Figure I.2 : Carte de Situation générale du périmètre d'étude, échelle (1/50 000)

### **I.5.1. Relief et réseau hydrographique**

#### **A. Le relief :**

Le périmètre d'étude présente, deux sous- périmètres morphologiquement différents. Le premier est situé sur la rive gauche de Chaabet Oum Krekeche dont le relief présente des pentes assez faible d'exposition Ouest- Est. Cette zone est favorable à un aménagement hydro-agricole. Le deuxième sous- périmètre est situé sur la rive droite de Chaabet Oum Krekeche avec un relief trop accidenté.

#### **B. Réseau hydrographique :**

Le périmètre d'étude est parcouru par Chaabet Oum Krekeche et quelques thalwegs qui sont soit des affluents de Chaabet Oum Krekeche soit d'Oued Medjaz El Bgare. Les thalwegs ont un écoulement permanent uniquement pendant la période hivernale et sont pratiquement tous à sec durant les autres périodes et ce par rapport a l'étage bio climatique (semi aride de la région d'étude).

### **I.5.2. Géologie**

L'ensemble des formations géologiques au niveau du périmètre d'Ain-Makhlouf constituent des dépôts continentaux d'Albien, de Cénomaniens, de l'argile inférieure et l'argile supérieure et enfin le gré supérieur et le gré inférieur.

Cette partie sera beaucoup plus développée dans le dossier pédologique.

## **I.6. Situation démographique**

### **I.6.1. Population**

#### **A. Population totale et sa répartition dans l'espace :**

La population totale de la commune d'après le recensement de 2012 s'élevait à 18517 habitants dont 12625 résidents au chef lieu de la commune et 5892 habitants repartis entre les agglomérations secondaires (Mechtas) et la population éparse.

Nous remarquons que les 12625 habitants soit 68,18% de la population totale est localisée en agglomération chef lieu.

**B. Répartition de la population par classes d'âges :**

**Tableau I.2 :** La répartition de la population (2012)

Commune	Classes d'âges				Totale
	0 - 5 ans	6 - 17 ans	18 - 59 ans	60 ans et +	
Totale commune (hab)	3 866	6 162	7 449	1 040	18 517
Pourcentage (%)	20,88	33,28	40,23	5,61	100

**Source :** Document Interne DSA Guelma.

La population active théorique âgée de 18 à 59 ans représente 40,23% de la population totale de la commune.

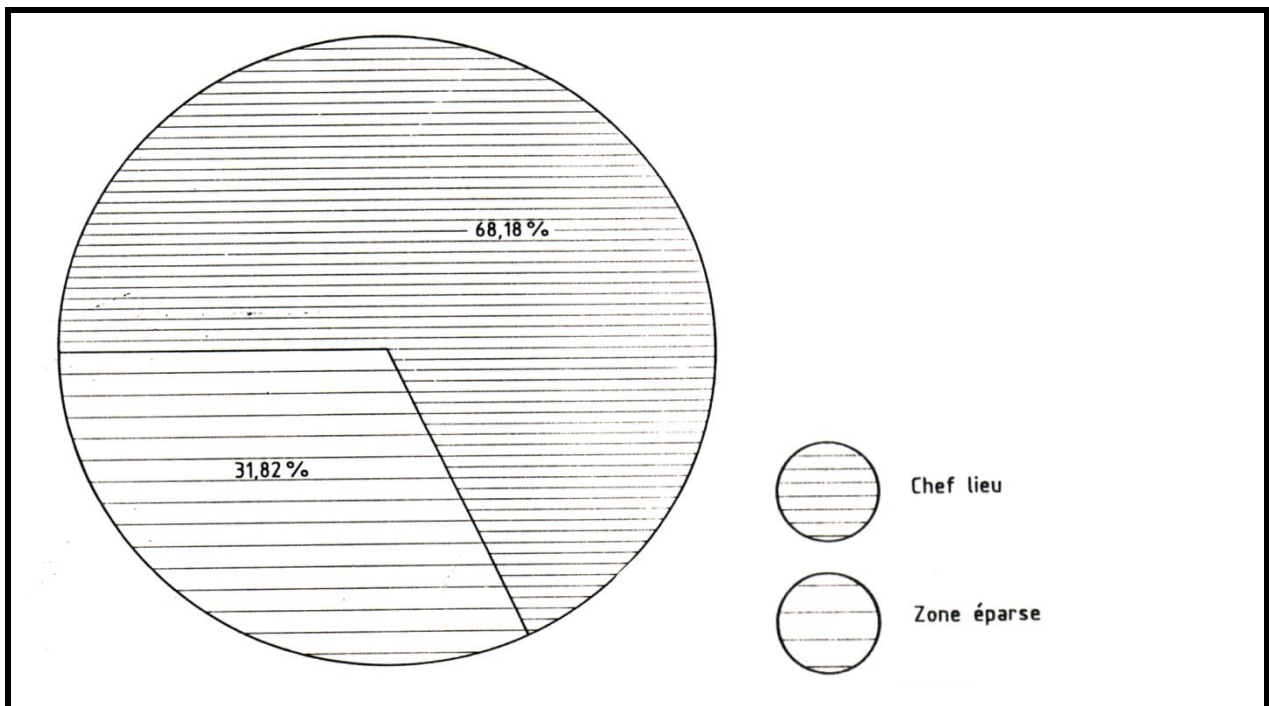
La tranche d'âge inférieur à 18 ans représente 54,16 % mettant en évidence une masse importante de jeunes.

**C. Densité de la population :**

**Tableau I.3 :** Densité de la population (2012)

commune	Population totale	Surface en km <sup>2</sup>	Densité hab /km <sup>2</sup>
Ain Makhlouf	18 517	196	94

**Source :** Document Interne DSA Guelma.



**Figure I.3 :** Répartition de la population par dispersion Statistique (2012)



## I.6.2. Besoins alimentaires de la population

### A. Evolution de la population :

**Tableau I.4 :** Evolution de la population-Horizon (2020)

Commune	Ain Makhlouf		
Année	2012	2015	2020
Population (hab)	185 17	22 369	26 185

**Source :** Document Interne DSA Guelma.

La commune d'Ain-Makhlouf connaît une croissance démographique importante de l'ordre de 3,2%. Cette croissance est caractérisée par un pourcentage élevé de jeunes. Ceci implique des exigences économiques et sociales très importantes.

### B. Evolution des besoins de la population en produits agricoles :

Les besoins de la population en produits agricoles sont tirés des normes internationales de la FAO données dans le tableau suivant en kg/hab/an.

**Tableau I.5 :** Evolution des besoins de la population en produits agricoles -Horizon (2020)

Produits	2012	2015	2020
Blé	265 à 270	278 à 280	269 à 295
Orge	34	32 à 36	32 à 36
Pomme de terre	68 à 71	60 à 73	81 à 96
Légumes frais	53 à 58	60 à 73	69 à 90
Fruits frais	131 à 142	146 à 175	167 à 212

**Source :** Document Interne DSA Guelma.

Les besoins sont ainsi calculés pour la population de l'horizon 2020, soit 26185 habitants, comme suit :

**Tableau I.6 :** Evolution des besoins de la population en produits agricoles Horizon ( 2020)

N°	Cultures	Besoins de la population	
		Kg/personne/an	Total (Q)
01	Blé	282	39 328
02	Orge	34	4 741
03	Pomme de terre	88	12 273
04	Légumes frais	81	11 297
05	Fruits frais	190	26 497

**Source :** Document Interne DSA Guelma.

### I.6.3. Infrastructures socio-économiques

#### A. Infrastructures scolaires :

Le tableau ci- après présente la répartition des différentes infrastructures scolaires au niveau de la commune de Ain-Makhlouf.

**Tableau I.7 :** La répartition des différentes infrastructures scolaire

Désignation	Nbre de classes	Nbre d'élèves	Dont filles	Nbre d'enseignants
Enseignement élémentaire	96	2 880	1 728	153
Enseignement moyen	150	4 883	2 930	300
Enseignement secondaire	90	2 989	1 794	259

**Source :** Document Interne DSA Guelma.

#### B. Infrastructures sanitaires :

Les infrastructures sanitaires existantes sont très réduites au niveau de la commune d'Ain- Makhlouf. Elles sont représentées comme suit :

**Tableau I.8** : La répartition des différentes infrastructures sanitaires (2012)

Type d'infrastructures	Agglomération	
	Chef lieu	Hors chef lieu
Polycliniques	05	02
Maternités	01	00
Salles de soins et centres de sante	10	5
Pharmacien	04	02

**Source** : Document Interne DSA Guelma.

### C. Infrastructures routières et transport :

Le réseau routier de la commune d'Ain-Makhlouf est composé d'une nouvelle route nationale RN 81 et un chemin de wilaya CW 123 et de deux chemins vicinaux ordinaires. La route nationale RN 81 travers le territoire de la commune en passant par son chef lieu et constitue de ce fait l'axe le plus important qui est la base de son essor économique. Cet axe la relie à l'Est à la commune d'Ain Larbi ex Gounod, à l'Ouest la commune d'Ain Trab, au Nord à la commune d'Oued Zenati pour rejoindre la route nationale n°20.

Les chemins vicinaux jouent un rôle primordial dans les relations avec certaines communes limitrophes et les liaisons entre Mechtas. Il existe aussi des pistes importantes qui relient certaines Mechtas entre elles et au chef lieu de commune.

Le transport des voyageurs au niveau de l'APC de Ain-Makhlouf est assuré par quinze (15) autobus locaux et 30 taxis dont 22 fonctionnelles.

Les quinze autobus locaux ayant une capacité totale de 300 places à raison de 20 places par autobus assurent la liaison entre le chef lieu de la commune et les autres communes. Le réseau du chemin de wilaya est en bon état quant aux chemins vicinaux sont peu carrossables en hiver.

Les habitants des Mechtas éprouvent des difficultés durant la période des pluies pour se rendre au centre d'Ain-Makhlouf.

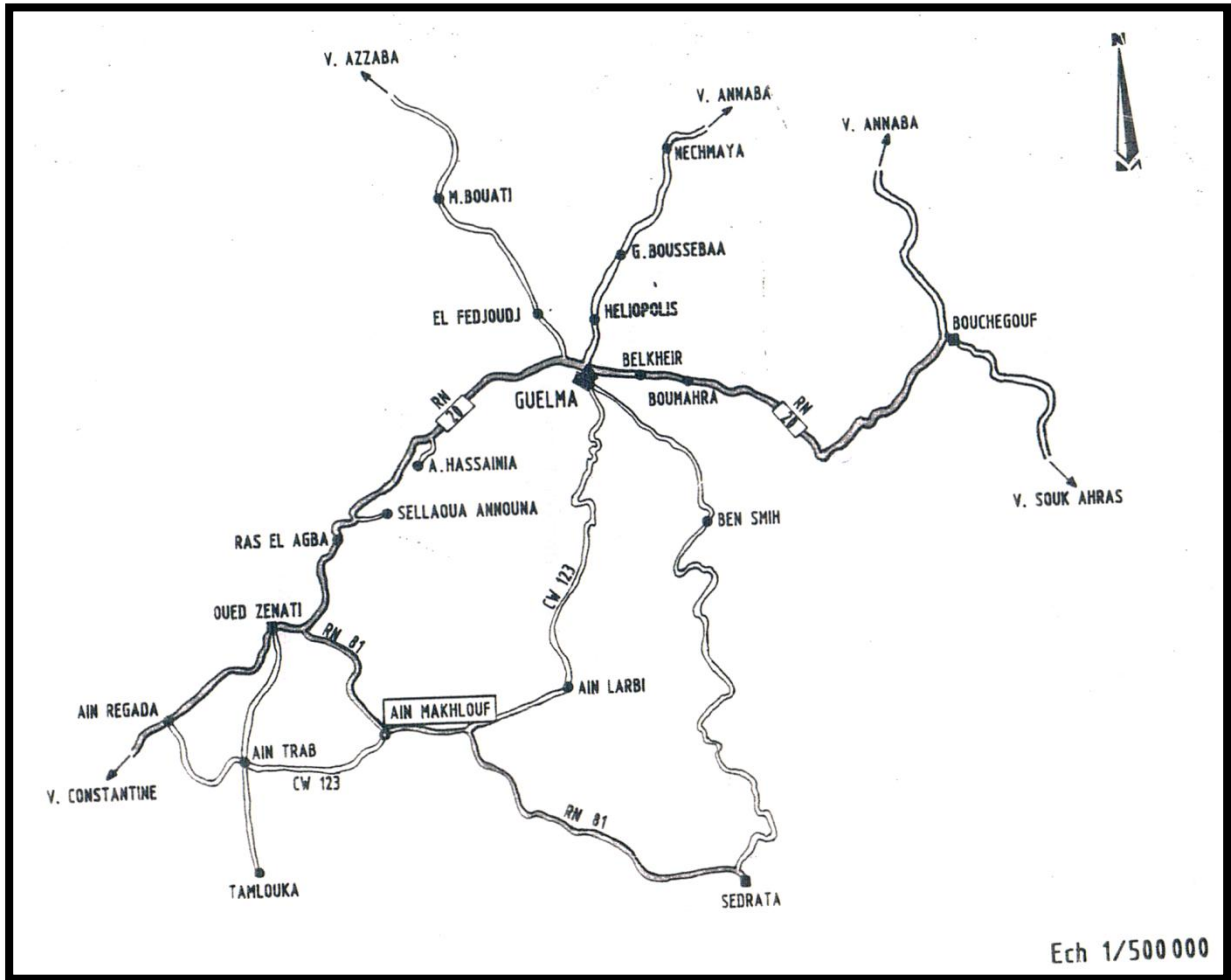


Figure I.4 : carte de réseau routier, échelle (1/500 000)

### I.6.4. Situation de l’agriculture dans la commune

#### A. Répartition des terres en ha :

Tableau I.9 : Répartition des terres (2012)

Répartition des terres	Superficie ha
S.A.U	17593
Dont irriguées	54

Source : Document Interne DSA Guelma.

Les superficies en jachère occupent 39,69% de la S.A.U totale. L’irrigation est très peu réponde malgré les disponibilités en eau de surface (Oued Charef), elle ne concerne que 54 ha de la S.A.U totale.

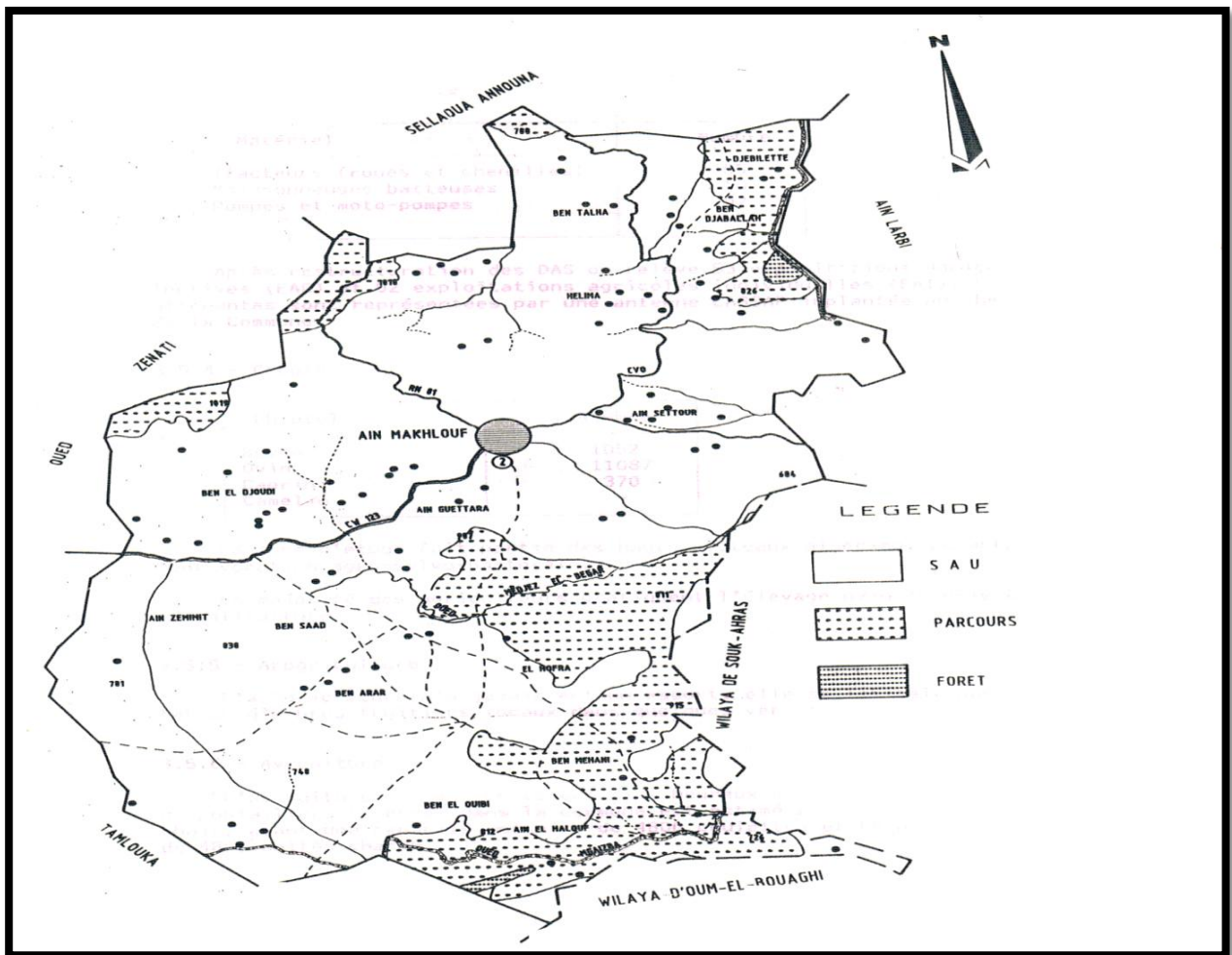
**B. Répartition de la SAU cultivée :**

**Tableau I.10 :** Répartition de la SAU cultivée

Spécifications	Superficie (ha)
Céréales	7 236
Fourrages	2 159
Cultures maraichère	83
Cultures industrielle	5
Légumes secs	1023
Arboriculture	95

Source : Document Interne DSA Guelma.

Il est remarqué que les cultures céréalières et fourragères sont les plus pratique. Toutefois les légumes secs sont cultivés.



**Figure I.5 :** carte d'occupation du sol (Commune de Ain-Makhlouf), échelle (1/100 000).

**C. Arboriculture :**

L'arboriculture n'a jamais eut un essor, elle se limitait à la plantation d'arbres fruitiers locaux dans quelques vergers.

**D. Aviculture :**

L'aviculture connaît un essor plus heureux que l'arboriculture. Le nombre de poulaillers recensés dans la commune est estimé à 23 poulaillers (poulets de chair) ayant une capacité unitaire de 4800 poulettes et 04 poulaillers (ponte) de 4800 unités chacun.

**I.7. Le climat****I.7.1. Introduction**

L'étude du climat, est une étape primordiale dans les projets hydro-agricole, puisqu'elle permet de quantifier les paramètres intervenant dans le choix des cultures et le dimensionnement des réseaux d'irrigation.

Les facteurs sur lesquels portera l'étude sont :

- ❖ Les précipitations.
- ❖ Les températures.
- ❖ L'humidité relative de l'aire.
- ❖ Les vents.
- ❖ Les phénomènes secondaires.

L'étude de tous ces facteurs nous permet de définir avec d'autres paramètres (pédologie, topographique, étude socio-économique, etc.....).

- ❖ Le schéma d'aménagement.
- ❖ Le système d'irrigation.
- ❖ Les types et besoins des cultures.

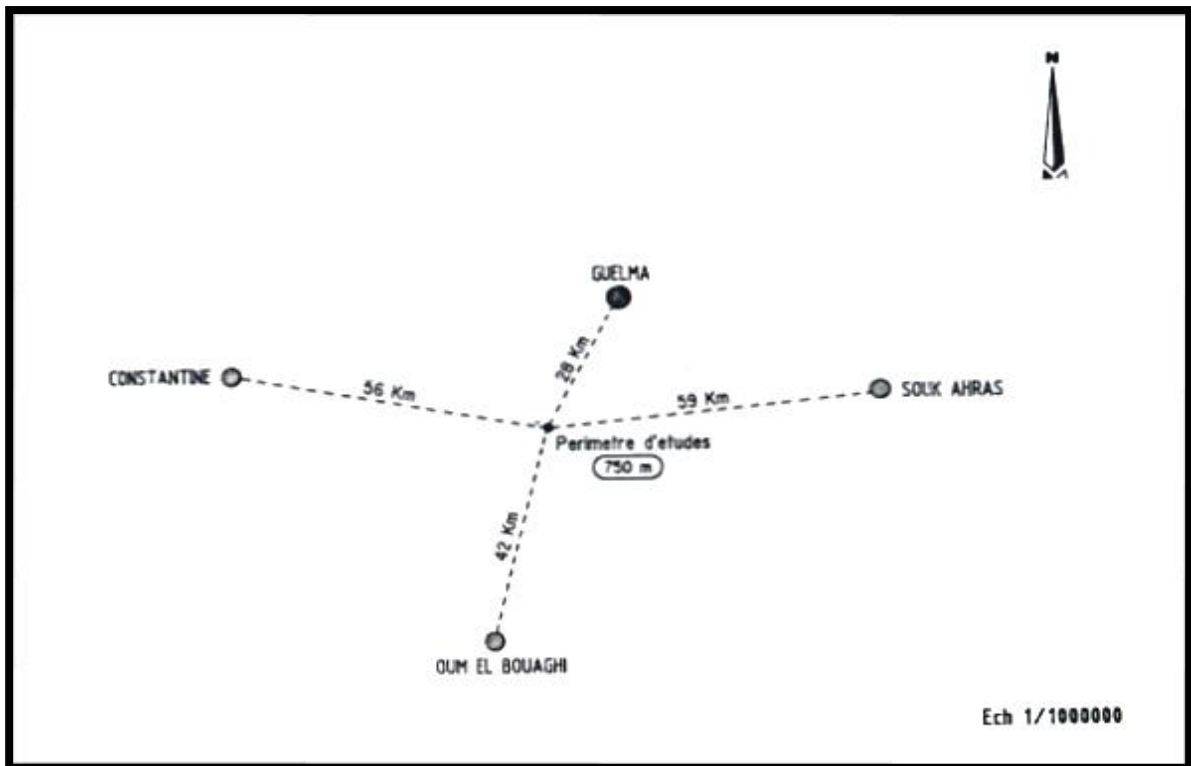
**I.7.2. Choix de la station météorologique la plus représentative**

La station la plus proche de la zone à étudier est celle de Guelma. Elle est à priori la plus représentative par sa pluviométrie moyenne annuelle proche de celle enregistrée au niveau du périmètre (500 mm environ).

Les coordonnées de la station professionnelle de Guelma sont :

- ❖ Longitude : 07°26' E.
- ❖ Latitude : 36°28' N.
- ❖ Altitude : 268 m.

La station professionnelle de Guelma fournissant des mesures et des données relativement complètes, s'étendant sans interruption sur une période d'observation de (19) années. Elle sera donc retenue dans le cadre de cette étude.



**Figure I.6 :** Carte de Situation des stations météorologiques par rapport à la zone d'études, échelle (1/100 000)

### I.7.3. Les précipitations

Pluviométrie moyenne mensuelle sur une période d'observation de 32 ans à la station de Guelma Lycée MBM est insérée dans le tableau suivant :

**Tableau I.11 :** Pluviométrie moyenne mensuelle (1972 à 2004)

Saisons	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Année
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
P (mm)	27,88	44,01	63,42	77,57	64,88	60,45	58,36	54,01	44,39	13,74	3,04	8,14	519,90

Source : (ANRH) Alger.

Nous constatons que :

- ❖ La zone d'étude est caractérisée par une faible pluviosité confirmant ainsi son caractère semi- aride.
- ❖ Les variations saisonnières entre les trois (03) saisons pluvieuses (Automne- Hiver- Printemps) ne sont pas importantes.
- ❖ La majeure partie des précipitations annuelles, soit 93% est enregistrée entre Septembre et Mai avec 7% seulement pour la période estivale.

Toute production végétale nécessite par conséquent durant cette dernière période un apport d'eau par des irrigations.

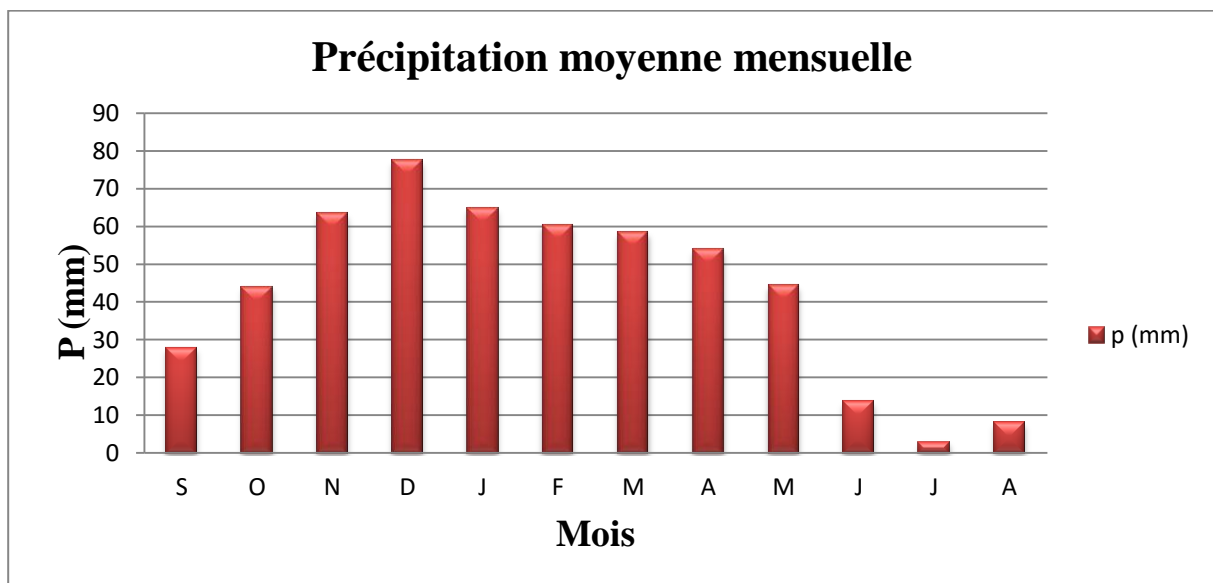


Figure I.7 : Graphique des Précipitations moyennes mensuelles de la station de Guelma Lycée.

#### I.7.4. Température

Relevés mensuelles moyennes des températures sur une période de 19 ans est donnée par le tableau suivant :

Tableau I.12 : Distribution mensuelle de la température de l'air au niveau de la station de Guelma (1985-2004).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne
T max (C°)	31,5	26,3	20,3	15,7	14,5	16,5	18,0	21,0	25,2	30,9	35,1	35,5	24,2
T min (C°)	17,1	14,0	9,6	6,8	5,2	5,5	6,4	9,5	12,1	15,5	19,3	19,4	11,7
T moy (C°)	24,3	20,2	14,9	11,3	9,9	11,0	12,5	15,2	18,6	23,7	27,2	27,5	18,0

Source : (ONM) Alger



Le tableau N° 3 montre que :

- ❖ La température moyenne annuelle est de 17,97°C.
- ❖ Le mois de janvier est le plus froid avec 5,18 °C contrairement au mois d'Aout qui est le plus chaud avec 35,54 °C.

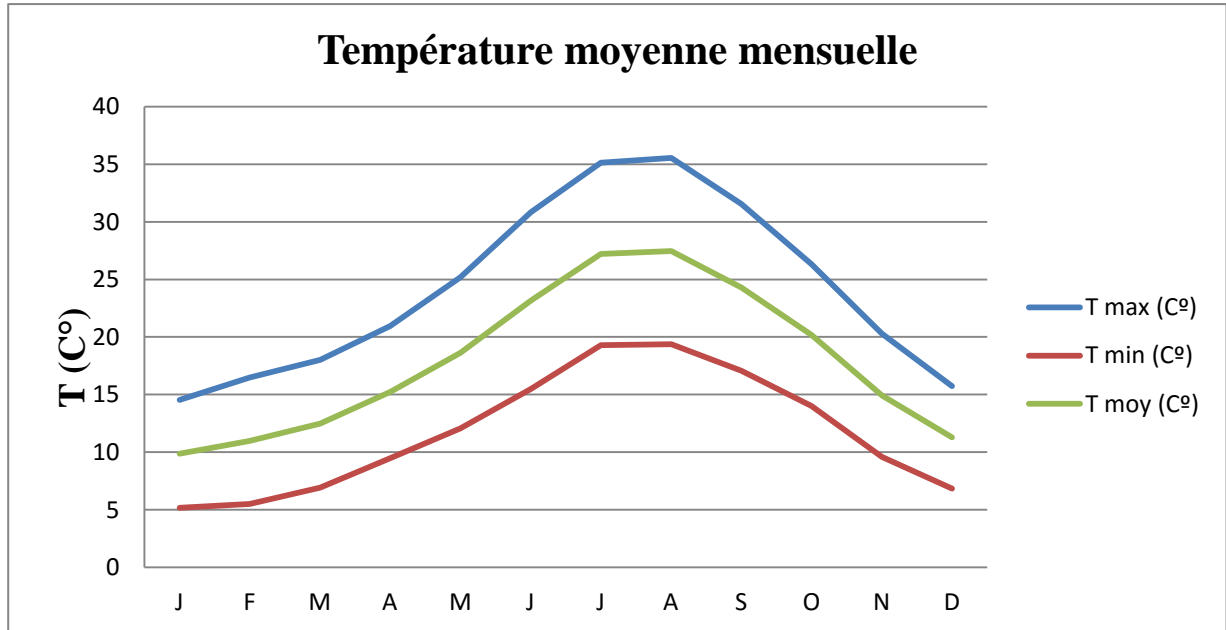


Figure I.8 : Graphique de la température moyenne mensuelle. (1985-2004)

### I.7.5. L'humidité relative de l'air

L'humidité relative de l'air est un élément de cycle hydrologique qui contrôle l'évaporation du sol et le couvert végétal.

L'humidité relative moyenne mensuelle est représentée dans le tableau suivant :

Tableau I. 13 : Humidités moyennes mensuelles (1985-2004).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
HR(%)	60,7	68,9	72,3	78,1	76,8	76,3	76,3	70	65,6	59	49,5	53,3	67,2

Source : (ONM) Alger

Nous remarquons d'après les données ci-dessus que :

- ❖ Le minima est enregistré pendant le mois de Juillet (49,5 %).
- ❖ Le maxima en Décembre (78,08 %).

Donc, L'humidité relative est moyenne en été et relativement forte en hiver .

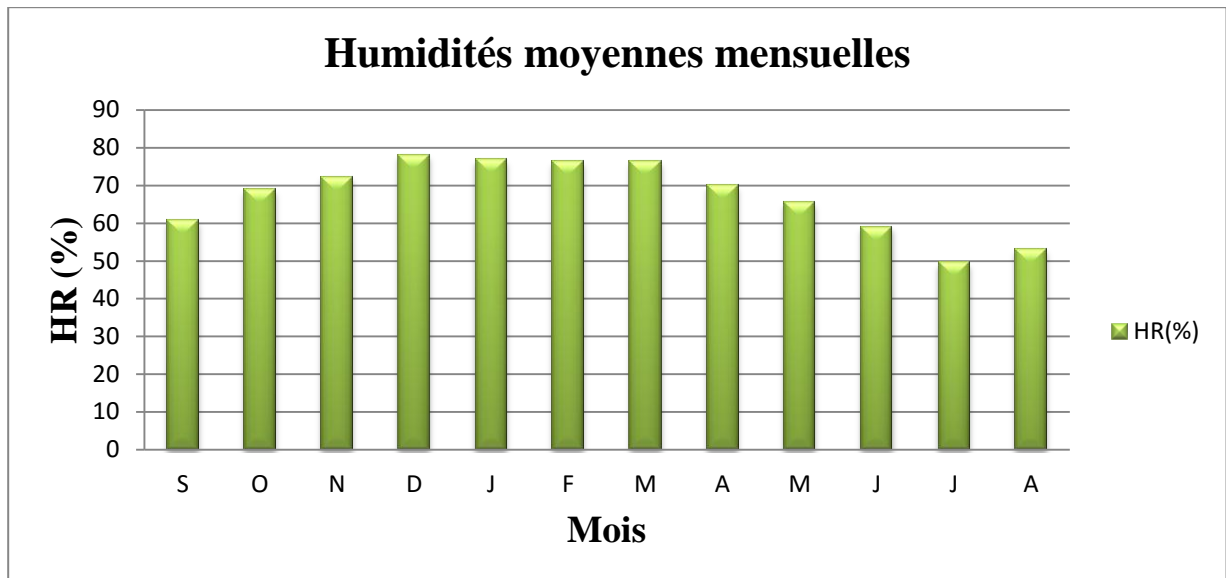


Figure I.9 : Graphique de l’humidité moyenne. (1985-2004)

**I.7.6. Les vents**

Le vent est un paramètre très important qui entre la projection du système d’irrigation surtout dans le cas où on utilise l’asperseur, il est caractérisé par sa direction et sa vitesse.

Le tableau suivant représente les valeurs moyennes mensuelles de la vitesse de vent (m/s).

**Tableau I. 14 :** Vitesses moyennes mensuelles des vents (1985-2004).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
V moy (m/s)	2	2,2	2,1	2,5	2	2,2	2,4	2	2,1	1,8	1,9	2,1	2,1

Source : (ONM) Alger

Selon la nomenclature climatologique, les vitesses de vent enregistrées sont d’ordres légers tout au long de l’année, ce qui ne nécessite pas l’installation de brise vent.

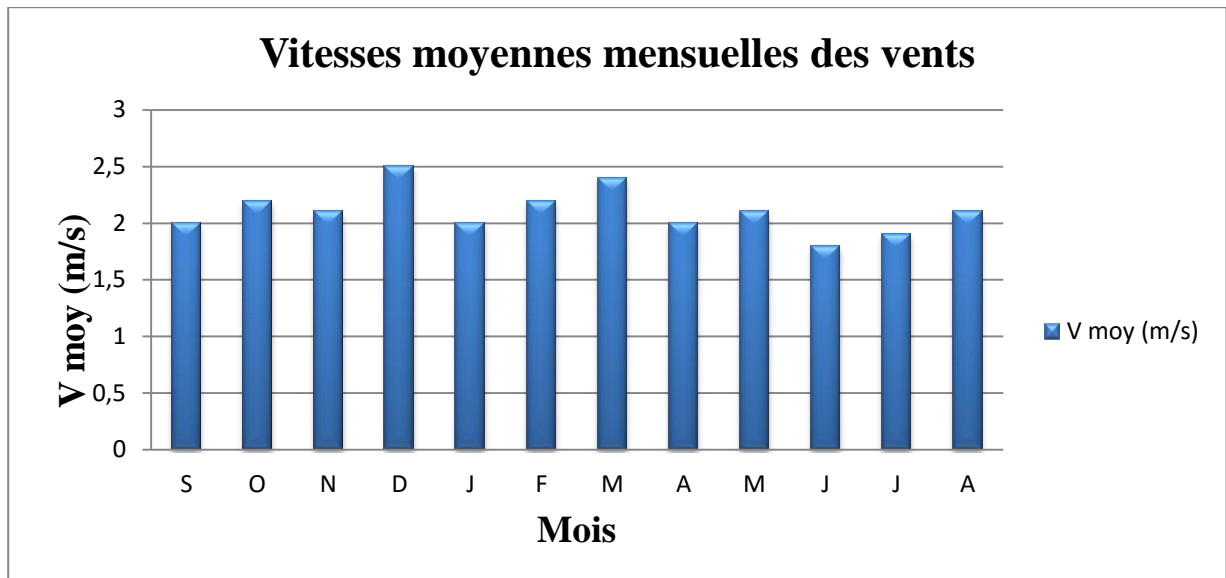


Figure I. 10 : Graphique de vitesse moyenne du vent.

**I.7.7. Nébulosité en (Octas)**

Tableau I.15 : Nébulosité dans la période (1985-1995).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
	2,89	4,19	4,70	5,19	5,13	5	5,21	4,66	4,56	2,86	1,43	1,76	47,58

Source : (ONM) Alger

La variation annuelle de la nébulosité observée dans la station de Guelma est nettement remarquable avec un minimum très net en Juillet (ciel dégagée) et un maximum en Mars (ciel partiellement couvert).

**I.7.8. Insolation totale du mois en (H)**

L'insolation est la période durant laquelle le soleil brille sur le sol, et aussi est un paramètre climatique que l'on utilise pour le calcul de l'évapotranspiration potentielle.

Tableau I.16 : Moyenne mensuelle et Annuelle de L'insolation en heure (1985-2004).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Insola. T du mois	245	201	158	145	150	160	186	202	261	288	333	312	2641
Insola. Moy du jour	8,2	6,5	5,3	4,7	4,8	5,7	6	6,7	8,4	9,6	10,7	10,1	-

Source : (ONM) Alger

Le tableau ci-dessus donne les durées moyennes d'insolation journalière pendant les différents mois (de 1985 au 2004), on remarque que le mois le plus ensoleillé est Juillet avec une moyenne de onze heures.

### I.7.9. Les phénomènes climatiques accidentels

#### A. La grêle :

**Tableau I.17 :** Nombre de jours de grêle (1985-2004)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Nbre de J	0,1	0,2	0,1	0,2	0,3	0,4	0,3	0,2	0,2	0,1	0	0,1	2,2

**Source :** (ONM) Alger.

La grêle qui provoque en général des dégâts sur la production végétale est très peu répandue dans notre région.

#### B. La gelée blanche :

**Tableau I.18:** Nombre de jours de gelée (1985-2004)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Nbre de jours minimaux	00	00	00	00	1	1	00	00	00	00	00	00
Nbre de jours maximaux	00	00	15	19	20	20	18	10	02	00	00	00

**Source :** (ONM) Alger.

Le tableau N°9 montre que le climat local est caractérisé par un nombre de jours de gelée important, plus particulièrement à partir du mois novembre à avril.

Cela empêche la mise en place de cultures maraichères en pleins champs au début du printemps.

**C. Les brouillards :****Tableau I.19 :** Nombre de jours de brouillards (1985-2004)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Nbre de jours	0,9	1,4	1	0,8	0,5	0,7	1,2	0,6	1,1	0,4	0,2	0,2	9

Source : (ONM) Alger.

Le nombre de jours de brouillard relève à la station de Guelma est négligeable et ne peut influencer d'une manière appréciable la durée totale d'ensoleillement.

**D. Le sirocco :****Tableau I.20 :** Nombre de jours de sirocco (1985-2004)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Nbre de J	4,7	2	1,9	0,9	0,2	0,8	2,3	2,3	2,5	5,8	6,6	6,2	36,2

Source : (ONM) Alger.

La durée pendant laquelle souffle le sirocco est très variable .il est en générale de direction Sud- Est. Il est très fréquent au niveau de la zone d'étude et entraine une augmentation de l'évapotranspiration.

**I.7.10. Les indices climatiques**

Par indices, nous entendons une codification du climat par des formules dans le but de voir l'interférence des différentes variables de ce climat et leur action sur les plantes.

Ces formules se basent principalement sur deux facteurs essentiels :

- ❖ Pluviométrie
- ❖ Température

Les indices les plus connus sont ceux de MARTONE (1926) et EMBERGER (1932).

**I.7.10.1. L'indice d'aridité De MARTONE**

Cet indice permet de préciser le degré de sécheresse de la région et par conséquent de renseigner sur l'indisponibilité de l'irrigation.

$$I_A = \frac{P}{T+10}$$

Avec : **P** : précipitation moyenne annuelles en (mm).

**T** : température moyenne annuelle en (°C).

**I<sub>A</sub>** : indice d'aridité de MARTONE.

Les limites des climats d'après l'indice climatique de MARTONE sont donnée dans le tableau ci-dessous :

**Tableau I.21:** Classification des climats selon DE MARTONE

Valeur de (I <sub>A</sub> )	Type de climat	Irrigation
<b>I<sub>A</sub>&lt;5</b>	Désertique	Indispensable
<b>5&lt;I<sub>A</sub>&lt;10</b>	Très sec	Indispensable
<b>10&lt;I<sub>A</sub>&lt;20</b>	Sec	Souvent indispensable
<b>20&lt;I<sub>A</sub>&lt;30</b>	Relativement humide	Parfois utile
<b>I<sub>A</sub>&gt;30</b>	humide	Inutile

Avec : P=519,90 mm et T=17,97 °C

$$\text{A.N: } I_A = \frac{519,90}{17,97+10} = 18,59$$

Selon l'indice d'aridité calculé, on constate d'après la classification ci-dessus, que la région est soumise un régime **Sec** et l'irrigation est **Souvent indispensable**.

#### I.7.10.2. Quotient pluviométrique d'EMBERGER

Cet indice a pour but la détermination de l'étage bioclimatique. Il est déterminé par la formule d'EMBERGER :

$$Q = \frac{1000 \cdot P}{\frac{M+m}{2}(M-m)} = \frac{2 \cdot 1000 \cdot P}{M^2 - m^2}$$

Ou : **Q** : coefficient pluviométrique **d'EMBERGER**.

**P** : précipitation moyenne annuelle en (mm).

**M** : moyenne des maxima du mois le plus chaud en (°K).

**m** : moyenne des minima du mois le plus froid en (°K).

P= 519,90 mm ; M=35,54 °C ; m=5,18 °C ;

$$D'où : Q = \frac{2 \cdot 1000 \cdot 519,90}{(35,54 + 273)^2 - (5,18 + 273)^2} = 58,37$$

En portant la valeur de (Q) dans le diagramme bioclimatique d'EMBERGER (figure N° 9) et en fonction de la température moyenne minimale du mois le plus froid, on peut confirmer que notre région se situe dans :

- ❖ L'étage bioclimatique : Semi Aride.
- ❖ Sous étage : Hiver Tempéré.

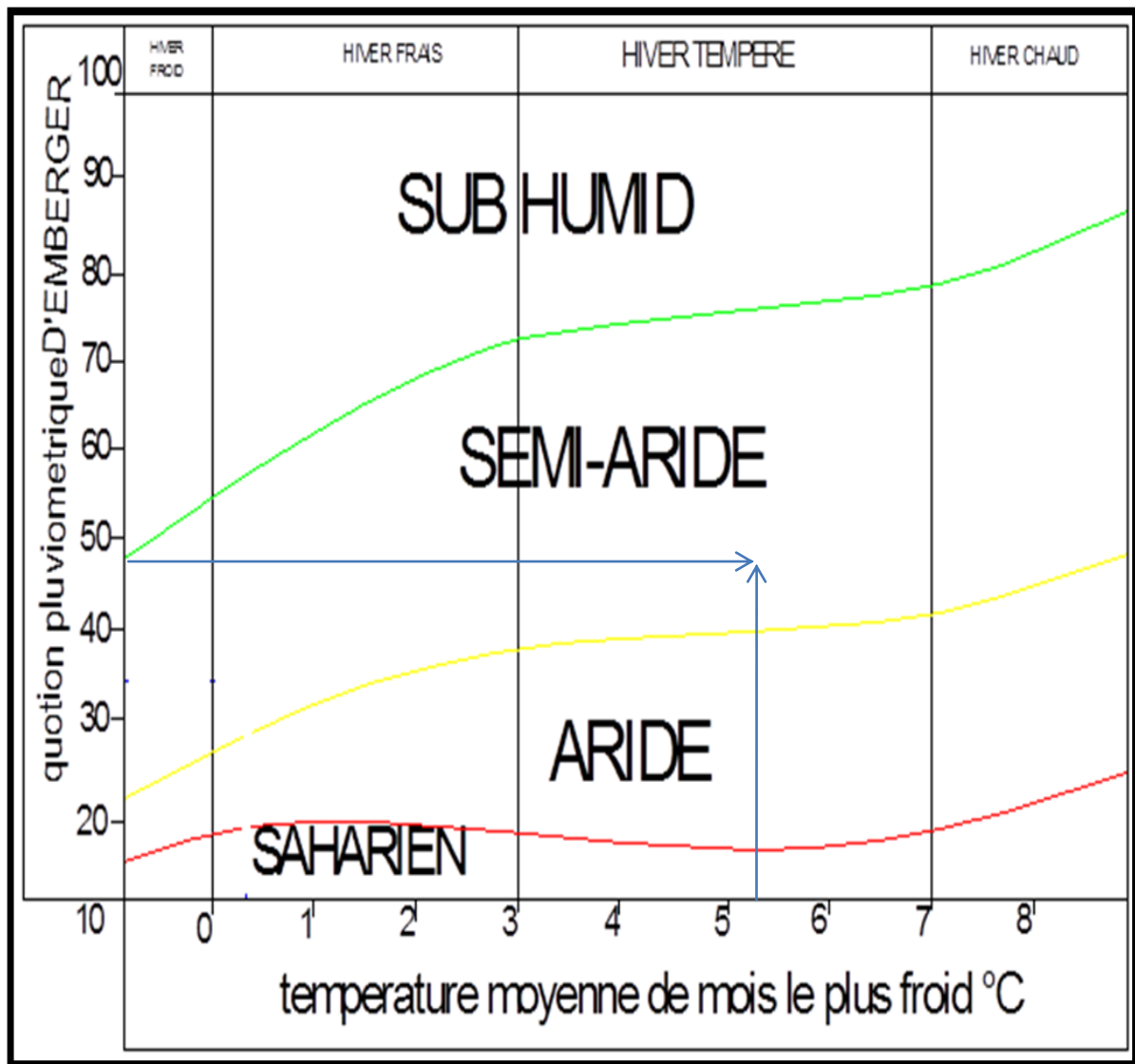


Figure I.11 : Diagramme bioclimatique d'EMBERGER.

### I.7.10.3. Climogramme pluviométrique de BAGNOULS et GAUSSEN

Il est établi selon la méthode mise au point par F.BAGNOULS et H.GAUSSEN. Ce diagramme nous permettra donc d'évaluer l'intervalle de saison sèche et humide, et sa position dans le temps, en faisant intervenir la pluviométrie et la température sur un même graphique.

Ces deux auteurs considèrent qu'un mois est **sec** quand le total de la précipitation P en millimètre est inférieur au double de la température T, c'est-à-dire quand le rapport  $P/T < 2$  ou  $P < 2 T$  (BAGNOULS G. et GAUSSEN H. 1953).

Lorsque la courbe des précipitations passe au-dessous de la courbe des températures, la période qui s'étale entre les points d'interactions des deux courbes correspond à la durée de la période **sèche**.

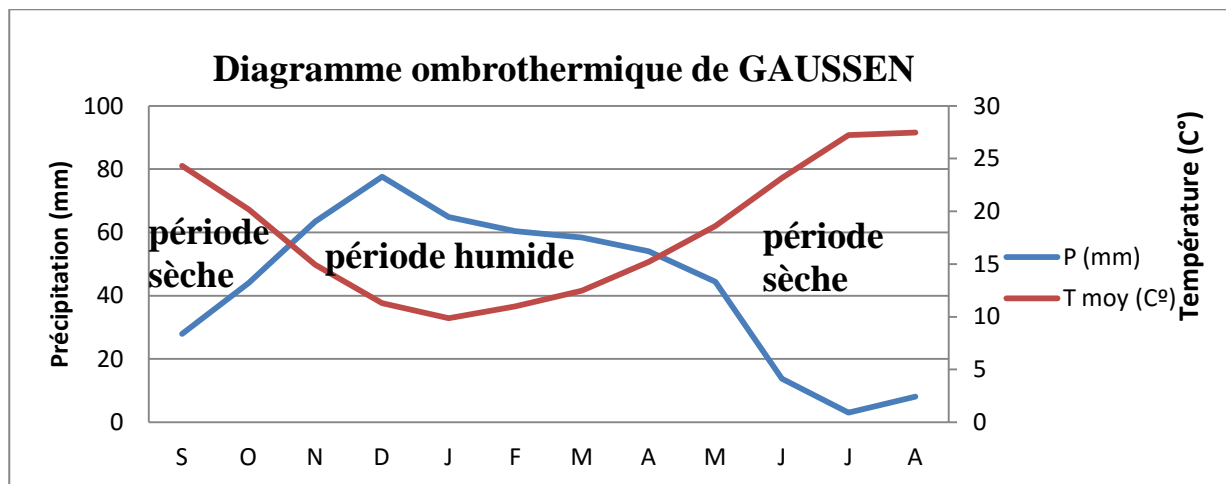


Figure I.12 : Climatogramme pluviométrique de GAUSSEN.

D'après le graphe on remarque que les deux courbes et la surface délimitée mesurent l'intensité de la saison sèche et la saison humide. La saison humide est de 6 mois allant du mois de novembre jusqu'au mois d'avril et la saison sèche est de 6 mois allant du mois de mai jusqu'au mois d'octobre.



## **1.8. Conclusion**

Sur la base de l'étude du climat nous pouvons conclure que la zone d'études se caractérise par :

- ❖ Un climat semi-aride.
- ❖ Les faibles quantités de précipitation ne permettent pas de mener des cultures en pluviales durant toute l'année sans un apport complémentaire d'eau.
- ❖ La forte présence de gelée durant l'hiver et le début du printemps permet de produire que du maraichage de saison.
- ❖ Un nombre de jours de sirocco élevé.
- ❖ La région étant caractérisée par un hiver frais, convient très bien à la production des rosacées, si la contrainte pédologique ne se pose pas.

Tous les facteurs représentent une contrainte réelle au développement de l'agriculture dans la zone et démontrent la nécessité de l'irrigation pour toute activité intensive en particulier.

---

# **CHAPITRE II**

---

## **Ressources en Sol et Aptitudes Culturelles**

---

## **Chapitre II: Ressources en Sol et Aptitudes Culturelles**

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

Cette présente étude, inscrite dans le cadre du programme d'action de l'Institut National des Sols de l'Irrigation et du Drainage «l'INSID», a été réalisée à la demande des services agricoles de la wilaya de Guelma. Elle couvre une superficie d'environ 400 ha dans la commune d'Ain Makhoulf.

Dans le but de la caractérisation et la classification des sols du périmètre, en vue d'une réhabilitation et d'une relance future du périmètre irrigué de Madjaz Labgare.

### **II.2. Méthodologie de l'étude**

Pour une meilleure représentativité cartographique de la zone d'étude, il a été décidé d'adopter l'approche libre. Cette approche est basée sur des observations à la tarière (sondages) pour une prédétermination des unités de sol résultant de l'image satellitaire, suivi du choix et de la fixation des profils les plus caractéristiques et les plus représentatifs de ces unités.

Sur la base de la prospection et de la caractérisation de la zone le nombre de profils a été fixé à trois(03).

Les échantillons prélevés feront l'objet d'analyse au laboratoire

### **II.3. Classification des sols**

Pour la classification des sols du périmètre irrigué d'Ain-Makhoulf s'est porté sur la classification française(C.P.C.S), à partir de laquelle il a été déterminé 2 classes de sols :

- ❖ Classe des sols peu évolués.
- ❖ Classe des sols calcimagnésiques.

#### **II.3.1. Présentation des descriptions de profils**

Les descriptions morphologiques ont été effectuées sur les échantillons qui correspondent aux profils types qui caractérisent les unités observées.

**Profil n°1 :**

**Etat de surface :** cultivé (blé dur).

**Temps :** nuageux.

**Pente :** nulle.

**Géomorphologie :**

- ❖ Modelé : surface plane.
- ❖ Erosion : alluviale.
- ❖ Accidents de surface : néant.
- ❖ Occupation du sol : blé dur.
- ❖ Origine du sol : alluviale.

**Classe :** sols peu évolués.

**Sous classe :** sols peu évolués non climatiques.

**Groupe :** sols d'apport alluvial.

**Sous groupe :** modaux.

**Figure II.1 :** Profil N°1



**Profil n° 1**



**Etat de surface (blé dur)**

**Éléments pour aptitude culturale :**

- ❖ Hydromorphie : nulle.
- ❖ Éléments grossiers : importante charge caillouteuse.
- ❖ Profondeur exploitable par les racines : toute la profondeur.
- ❖ Profondeur exploitée par les racines : 50 cm.
- ❖ Différenciation des horizons par : consistance.

**Horizon 1 :**

0 :50 cm, sec, de couleur : 7,5YR3/4, moyennement pourvu en matière organique sous forme de tiges, racines et débits, avec une activité biologique moyenne et une vive réaction à l'HCL, il est très poreux, très perméable, friable, meuble et plastique à structure polyédrique à subangulaire, argileux, avec des accumulations calcaires sous forme de granulés, nodules et concrétions et des inclusions en forme de galets, graviers et gravillons, transition nette et irrégulière.

**Encrouement :** > 50 cm dur et épais.

**Tableau II.1 :** Les résultats d'analyses (profile n°1)

Echantillon		P1H1
Granulométrie	Argile %	41.1
	Limon %	39.2
	Sable %	19.6
Ph eau		7.5
Conductivité électrique (ds/m)		0.02
Calcaire total (%)		25
Calcaire actif(%)		21
K <sub>2</sub> O (meq/100g)		-
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (ppm)		38.93
N total (%)		-
Matière organique (%)		3.02
CEC (meq/100g de sol)		20.10
Ca (meq/100g)		11.25
Mg (meq/100g)		2.93
Na (meq/100g)		2.72
K (meq/100g)		6.03

**Source :** INSID

Les résultats d'analyses de l'échantillon montrent que c'est un **sol Argileux** à PH neutre, fortement calcaire et très chlorosant, avec une faible conductivité électrique (C.E. < 1 ds/m) ce qui indique l'absence de salinité (sols sains), une capacité d'échange cationique (CEC) moyenne, il est à souligner que l'élément calcium est prédominant par rapport aux éléments Mg, Na et K au niveau du complexe adsorbant.

Ce sol présente aussi une bonne fertilité avec des teneurs :

- ❖ Très élevée en **matière** organique 3.02%
- ❖ Assez élevée en **phosphore**
- ❖ Moyenne en **potassium** échangeable.

**Remarque :** La fertilité importante que présente ce profil est du au fait qu'il se situe au milieu d'une parcelle cultivée à qui il a été apporté de la fumure organique et chimique.

### **Profil n°2 :**

**Etat de surface :** nue.

**Temps :** nuageux.

**Pente :** légère.

**Géomorphologie :**

- ❖ Modelé : non.
- ❖ Erosion : alluviale.
- ❖ Accidents de surface : néant.
- ❖ Occupation du sol : non cultivé.
- ❖ Origine du sol : alluviale.

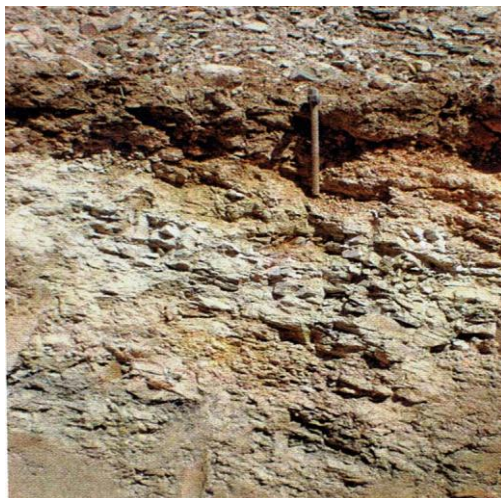
**Classe :** Sols peu évolués.

**Sous classe :** sols peu évolués non climatiques.

**Groupe :** d'apport alluvial.

**Sous groupe :** modaux.

**Figure II.2 :** Profil N°2



**Profile n° 2**



**Roche calcaire en feuillet**

**Éléments pour aptitude culturelle :**

- ❖ Hydromorphie : nulle.
- ❖ Eléments grossiers : légère charge caillouteuse.
- ❖ Profondeur exploitable par les racines : toute la profondeur.
- ❖ Profondeur exploitée par les racines : /
- ❖ Différenciation des horizons par : consistance et la couleur.

**Horizon A :**

0-20 cm, sec, couleur : 7.5YR3/4, présence importante de matière organique sous forme de tiges, racines et débits, une bonne activité biologique, vive réaction à l'HCL, poreux, perméable, peu friable, peu compact, plastique, structure polyédrique à subangulaire, texture argileuse, des accumulations calcaires sous forme de granulés, nodules et concrétions, avec des inclusion en forme de galets, gravier et gravillons, peu nette.

**Horizon C :**

20-30 cm, sec, couleur : 7.5YR5/8, faible présence de matière organique sous forme de débits et d'activité biologique, vive réaction à l'HCL, peu poreux, peu perméable, peu friable, peu compact, plastique, structure polyédrique à subangulaire, texture argilo-limoneuse, des accumulations calcaires sous forme de granulés et nodules, transition peu nette.

**Roche :** >30 cm, marne calcaire en feuillet couleur : 2.5Y6/3.

**Tableau II.2** : Les résultats d'analyses (profil n°2)

Echantillon		P2H1	P2H2
Granulométrie	Argile %	38.2	35.7
	Limon %	41.8	49
	Sable %	20	15.2
Ph eau		7.7	8
Conductivité électrique (ds/m)		0.02	0.02
Calcaire total (%)		58.33	73.33
Calcaire actif(%)		39.5	40.75
K <sub>2</sub> O (meq/100g)		-	-
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (ppm)		93.89	52.67
N total (%)		-	-
Matière organique (%)		1.05	0.76
CEC (meq/100g de sol)		13.36	12.52
Ca (meq/100g)		13.75	8.05
Mg (meq/100g)		1.28	1.22
Na (meq/100g)		4.87	5.97
K (meq/100g)		4.65	3.45

**Source** : INSID

Ce sol est peu profond, constitué de deux horizons, le premier est entre 0 et 20 cm à texture argileuse dont l'origine sont des dépôts d'alluvions et le second est entre 20 et 30 cm à texture argilo-limoneuse qui provient de l'altération de la roche.

Il présente un PH neutre au premier horizon et alcalin au second, très calcaire et très chlorosant sur tout le profil, non salé, présente une capacité d'échange cationique CEC moyenne avec la prédominance de l'élément calcium au niveau du complexe adsorbant.

Il est pauvre en matière organique et potassium échangeable, contrairement au phosphore assimilable ou les teneurs sont très élevées (très riche) dans le premier horizon et moyennes dans le deuxième horizon.



**Remarque :** les teneurs très élevées en phosphore assimilable sont le produit du ruissellement des eaux de pluies, qui ont prélevé des quantités de phosphore des parcelles cultivées et fertilisées plus haut pour les déposées au niveau du profil 2 à un niveau plus bas.

**Profil n°3 :**

**Etat de surface :** cultivé.

**Temps :** ensoleillé.

**Pente :** nulle.

**Géomorphologie :**

- ❖ Modelé : surface plane.
- ❖ Déclivité : légère pente.
- ❖ Erosion : nulle.
- ❖ Accidents de surface : néant.
- ❖ Occupation du sol : blé et orge.
- ❖ Origine du sol : marne calcaire.

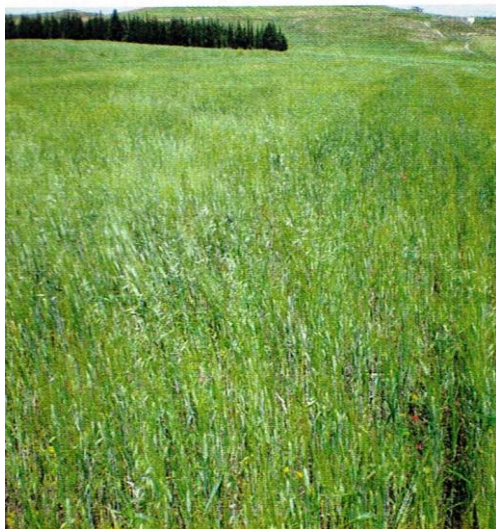
**Classe :** Sols calcimagnésiques.

**Sous classe :** sols carbonatés.

**Groupe :** brun calcaire.

**Sous groupe :** sol brun calcaire vertique.

**Figure II.3 :** Profil N°3



**Etat de surface (orge)**



**Profil n°3**

**Éléments pour aptitude culturale :**

- ❖ Hydromorphie : nulle.
- ❖ Eléments grossiers : charge caillouteuse dans les 45 cm supérieurs.
- ❖ Profondeur exploitable par les racines : toute la profondeur.
- ❖ Profondeur exploitée par les racines : 45 cm.
- ❖ Différenciation des horizons par : la couleur et la consistance.

**Horizon A :**

0-45 cm, sec, couleur : 7.5YR3/2, présence de matière organique sous forme de débits, racines, tiges et fumier, avec une activité biologique, vive réaction à l'HCL, poreux, perméable, structure polyédrique à subangulaire, peu compact, plastique, non friable, texture argileuse, présence de d'accumulations calcaires sous forme concrétions et de coquilles, des inclusions sous forme gravillons et de gravier, transition peu nette.

**Horizon B :**

45-90 cm, sec, couleur : 7.5YR3.5/2, présence de matière organique sous forme de débris, faible activité biologique, vive réaction à l'HCL, poreux, perméable, structure polyédrique à subangulaire, peu compact, plastique, non friable, texture argileuse, présence d'accumulations calcaires sous forme concrétions et de pseudo-mycélium, présence de petites fentes de retraits, transition nette.

**Horizon C :**

90-120 cm, sec, couleur : 10YR4/2, absence de matière organique et d'activité biologique, vive réaction à l'HCL, peu poreux, peu perméable, structure polyédrique à subangulaire, compact, plastique, non friable, texture argileuse (ALO : argile Lourde), présence d'accumulations calcaires sous forme de pseudo-mycélium, transition peu nette.

**Roche :** > 120 cm marne calcaire tendre.

Tableau II.3 : Les résultats d'analyses (profil n°3)

Echantillon	P3H1	P3H2	P3H3	
Granulométrie	Argile %	38.7	47.5	48.5
	Limon %	39.4	33.5	32.8
	Sable %	21.8	19.0	18.7
Ph eau	7.9	8	8.1	
Conductivité électrique (ds/m)	0.01	0.01	0.01	
Calcaire total (%)	43.33	23.33	25	
Calcaire actif(%)	34.25	18.25	21.75	
K <sub>2</sub> O (meq/100g)	-	-	-	
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (ppm)	73.28	13.74	18.32	
N total (%)	-	-	-	
Matière organique (%)	3.49	1.09	0.57	
CEC (meq/100g de sol)	18.80	22.5	26.10	
Ca (meq/100g)	10.38	9.98	13.53	
Mg (meq/100g)	0.88	3.75	3.25	
Na (meq/100g)	3.35	5.76	3.59	
K (meq/100g)	6.17	6.22	6.35	

Source : INSID

L'unité de sol qui correspond au profil 3 est à texture **argileuse**, PH alcalin, fortement calcaire dans les 45 premiers cm et moyennement calcaire sur le reste du profil à pouvoir chlorosant, elle présente une capacité d'échange cationique moyenne dans le premier horizon et qui augmente plus en vas profondeur (ce qui veut dire que nous sommes en présence d'argiles gonflantes et explique aussi le caractère vertique).

Le sol de cette unité présente une très bonne fertilité avec une teneur en phosphore assimilable très élevée dans les 45 premiers cm et moyenne dans les deux autres horizons idem pour la matière organique qui enregistre un taux élevé dans le premier horizon mais faible dans les deux autres horizons, sauf pour le potassium échangeable qui reste moyen sur tout le profil.

**Remarque :** La fertilité très élevée dans les 45 premiers cm de ce profil est du au fait que les échantillons de sol ont étaient prélevés au niveau d'une parcelle cultivée (blé), à qui il a était apporté de la fumure organique et chimique, mais il demeure tout de même fertile par ses propriétés physiques (profondeur élevée, bonne rétention en eau).

## II.4. Carte des zones homogènes

- ❖ Le choix des zones homogènes se fait en fonction des contraintes que présentent les sols et des travaux d'aménagements qui les corrigent. Ainsi, il ressort ce qui suit :
- ❖ Une zone homogène peut englobée plusieurs classes de sol, présentant les même contraintes ou bien contenir seulement une seule classe de sol.
- ❖ La hiérarchisation des zones homogènes se fait en fonction de l'importance des contraintes qu'elles englobent. Comme exemple il est possible d'indiquer ce qui suit :
  - La zone homogène qui présente le moins de contraintes est classée en premier.
  - La zone homogène qui présente des contraintes importantes, nécessitant de lourds travaux d'aménagements est classée en dernier.
  - Les sols qui ne présentent pas des contraintes communes sont classés séparément.

**Tableau II. 4 :** Zones homogènes

Zones homogènes	Classe des sols	Contraintes	Travaux d'aménagement
<b>Zone I</b>	Sols calcimagnésiques carbonatés brun calcaire à caractère vertique	- Texture fine à très fine > 90 cm (risque de tassement). -Plastique. -Peu poreux. -Peu perméable -Peu à assez compact. -Inondable. -PH alcalin. -Fortement à moyennement calcaire (risque de chlorose).	-Eviter le passage répété et l'introduction des machines en période humide. -Labour profonde et émiettement. -Drainage. -Choisir des engrais chimique acide pour acidifier le sol -Eviter les cultures sensibles à la chlorose ferrique.

Tableau N°4 : Zones homogènes

Zones homogènes	Classe des sols	Contraintes	Travaux d'aménagement
<b>Zone II</b>	Sols peu évolués non climatiques d'apports alluviaux modaux sur marne calcaire en feuillet	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Texture fine.</li> <li>- Non friable.</li> <li>- Compact.</li> <li>- Présence d'une charge caillouteuse en profondeur</li> <li>- PH alcalin.</li> <li>- Fortement calcaire (risque de chlorose)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Éviter le passage répété et l'introduction des machines en période humide.</li> <li>- Labour profonde et émiettement.</li> <li>- Réaliser un épierrage en surface et en profondeur avant la mise en place des cultures pour éviter de bloquer la germination et permettre un bon développement racinaire.</li> <li>- Choisir des engrais chimique acide pour acidifier le sol afin de neutraliser le PH.</li> <li>- Éviter les cultures sensibles à la chlorose ferrique.</li> </ul>
<b>Zone III</b>	Sols peu évolués non climatiques d'apports alluviaux modaux sur encroutement	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Texture fine</li> <li>- Très poreux</li> <li>- Très perméable</li> <li>- Très friable</li> <li>- Meuble</li> <li>- Présence de charge caillouteuse en profondeur</li> <li>- Fortement calcaire (risque de chlorose)</li> <li>- Présence d'un encroutement dur et épais à 50 cm de profondeur</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Labour profond et émiettement</li> <li>- Choisir des engrais chimique acide pour acidifier le sol</li> <li>- Réaliser un épierrage en surface et en profondeur avant la mise en place des cultures pour éviter de bloquer la germination et permettre un bon développement racinaire</li> <li>- Éviter les cultures sensibles à la chlorose ferrique</li> <li>- Mise en place de cultures à racines courtes (inférieur à 50 cm)</li> </ul>

Source : INSID

## **II.5. Aptitude culturale des sols**

L'aptitude culturale d'un sol est définie sur la base de ses caractéristiques intrinsèques (profondeur, texture, calcaire actif, hydromorphie, salinité-sodicité et/ou alcanité) et extrinsèques (géomorphologie, topographie et charge caillouteuse), ainsi que des conditions climatiques de la région sauf pour les cultures menées en irrigué ou le facteur pluie n'est pas considéré comme contrainte.

L'association de ces facteurs de milieu et les exigences des cultures, nous aident dans le choix d'une meilleure utilisation des potentialités du sol. Ainsi, le but principal de cette approche est d'optimiser le rendement agricole des sols du périmètre d'Ain-Makhlouf.

- ❖ Il existe six (06) aptitudes culturelles au niveau de la zone d'étude et qui sont :
  - C10 M11 I11 B32
  - C10 M11 I13 B32
  - C10 I11 M15 B33
  - C22 M31
  - M11 C10 I11 B11
  - M11 C10 I11 B32

Tableau II.5 : Les aptitudes culturales au niveau du périmètre d'étude

Cultures	Catégories	Possibilités culturales
CEREALIERES ET FOURRAGERES	C10	Bonne pour toutes les cultures céréalières et fourragères.
	C22	Moyenne pour : fétuque, vesce-avoine, ray-grass, blé et orge.
MARAICHERES	M11	Bonne pour : toutes les cultures maraichères.
	M15	Bonne pour : artichaut, oignon, navet, choux, épinard et laitue. Moyenne pour : tomate, ail, aubergine, pastèque, melon, piment, poivron, haricot, concombre et pois.
	M31	Moyenne pour : pomme de terre, oignons, carotte, navet, choux, laitue, ail, pastèque, melon, piment, poivron, haricot et pois.
INDUSTRIELLES	I11	Bonne pour : betterave à sucre, coton, tournesol, tabac et lin.
	I13	Bonne pour : betterave à sucre, tournesol et coton. Moyenne pour : tabac et lin.
ARBORICOLES	B11	Bonne pour : pêche, amandier ou prunier st julien. Abricotier sur franc. Amandier sur franc. Prunier sur myrobolan ou prunier st julien. Cerisier sur merisier. Pommier sur doucin ou paradis. Olivier et figuier. Moyenne pour : Agrumes. Poirier sur franc ou cognassier. Cerisier sur Ste Lucie. Pommier sur franc.
	B32	Moyenne pour : Abricotier sur franc, pêcher, amandier ou myrobalan. Amandier sur franc. Pêcher sur franc, amandier ou prunier st julien. Pommier sur myrobolan ou prunier st julien. Cerisier sur merisier. Pomme sur doucin ou paradis. Olivier et figuier.
	B33	Moyenne pour : Pêcher sur prunier st julien. Prunier sur prunier st julien ou myrobolan. Abricotier sur myrobolan. Cerisier sur merisier. Pommier sur doucin ou paradis. Olivier et figuier.

Source : INSID

**II.6 Conclusion**

Les sols de la zone d'étude offre une gamme réduite de cultures. Pour permettre l'élargissement de cette gamme il est impératif de respecter les propositions de travaux d'aménagement proposés ci-dessus afin de corriger les problèmes de sol, qui représentent des contraintes pour les cultures.

L'étude climatique ne nous permet pas de mener des cultures en pluviales durant toute l'année sans un apport complémentaire d'eau, à cause des faibles quantités de pluie (519,9 mm), donc tout système de production agricole à mettre en place dépendra de la disponibilité de la ressource en eau, de ce fait la contrainte eau n'a pas été prise en considération pour la proposition des aptitudes culturelles.



---

# **CHAPITRE III**

**Ressource en eau et Etude  
hydrologique**

---



### III.2.2. Qualité de l'eau d'irrigation

Des échantillons d'eau ont été recueillis du moyen barrage d'Oued Medjaz El-Bgare pour des analyses physiques et chimiques. Les analyses ont été réalisées dans les laboratoires de l'agence nationale des ressources hydrique (ANRH -Constantine).

Les résultats des analyses sont indiqués dans le tableau suivant :

**Tableau III.1:** Résultats des analyses de l'eau du barrage de Medjaz El-Bgare

Eau	
pH	8.1
T (°C)	18.4
Conductivité (mmhos/cm)	0.7
SO <sub>4</sub> <sup>-</sup> (mg/l)	195,30
Cl <sup>-</sup> (mg/l)	53,57
Nitrate (mg/l)	0,40
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> (mg/l)	0,001
Salinité ‰	0,5
Ca <sup>2+</sup> (mg/l)	116,23
Mg <sup>2+</sup> (mg/l)	37,42
Na <sup>+</sup> (mg/l)	64

Source : ANRH-Constantine

### III.2.3. Classification des eaux pour l'irrigation

#### A. Classification américaine :

La classification américaine des eaux d'irrigation est basée sur deux paramètres : la conductivité électrique (CE), et le rapport d'absorption du sodium (SAR).

#### ❖ La conductivité électrique :

La conductivité électrique est une propriété associée à la mobilité des ions, elle est mesurée à 25°C et exprimée en mmhos/cm.

On distingue quatre classes de danger de salinité de l'eau en fonction de la conductivité électrique :

**Tableau III.2 :** Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique

Classe	Conductivité électrique CE (mmhos/cm) à 25°C	Qualité des eaux
C1	$CE \leq 0,25$	Eau de risque faible
C2	$0,25 < CE \leq 0,75$	Eau de risque moyen
C3	$0,75 < CE \leq 2,25$	Eau de risque élevé
C4	$CE > 2,25$	Eau de risque très élevé

**Remarque :**

- ❖ **C1 : convient** pour toutes les cultures.
- ❖ **C2 : convient** pour les plantes moyennement tolérantes.
- ❖ **C3 : ne convient** qu'a des sols bien drainés et des plantes tolérantes.
- ❖ **C4 : eau difficilement** utilisable sur sol bien drainé.

L'eau du barrage Medjaz El-Bgare prévue pour l'irrigation du périmètre a une conductivité électrique moyenne  $CE = 0,7$  mmhos/cm, ce qui présente un risque moyen.

❖ **Le SAR (Sodium Absorption Ratio) :**

La qualité des eaux pour l'irrigation est déterminée par la méthode de Sodium Absorption Ratio (SAR). Cette méthode fait intervenir la salinité et le risque d'alcalinisation des eaux, qui est calculé par la formule suivante:

$$SAR = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}}$$

On distingue quatre classes de danger d'alcalinisation ont été définies en relation avec le risque salin

**Tableau III.3:** Classification des eaux en fonction du S.A.R

Classe	S.A.R.	Danger d'alcalinisation
S1	$SAR \leq 10$	Risque faible
S2	$10 < SAR \leq 18$	Risque moyen
S3	$18 < SAR \leq 26$	Risque élevé
S4	$SAR > 26$	Risque très élevé

$$A.N : SAR = \frac{64}{\sqrt{\frac{116,23+37,42}{2}}} = 7,3$$

SAR ≤ 10: Risque faible.

0,25 < CE ≤ 0,75 : Eau de risque moyen.

D’après les résultats du calcul de la conductivité électrique CE = 0,7 mmhos/cm, et le rapport d’absorption du sodium SAR de l’eau d’irrigation SAR (7,3). On utilise le diagramme de classification des eaux d’irrigation.

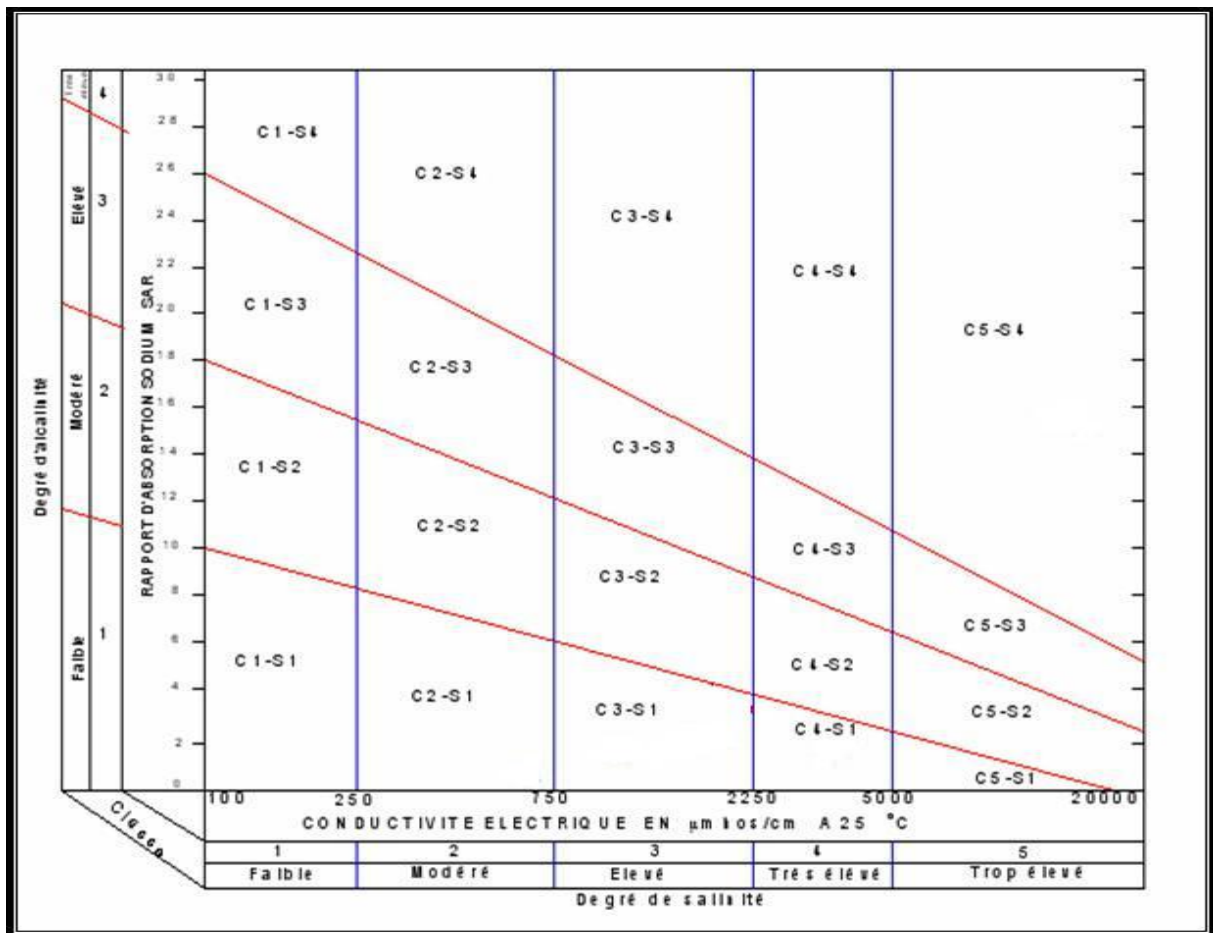


Figure III.1: Diagramme de classification des eaux d’irrigation

D’après ces valeurs moyennes de la conductivité électrique CE et le rapport d’absorption du sodium SAR, les eaux barrage Medjaz El-Bgare appartiennent à la classe (C2-S1) donc l’eau a une faible alcalinité, et la salinité est modérée.

D’après les analyses physico-chimiques de l’eau, on conclut que la qualité de l’eau est relativement bonne pour l’irrigation.

### III.3. Etude hydrologique

L'étude hydrologique a pour but de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquences données, qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydro agricole, tels que : le calcul des besoins des cultures à projetées dans le périmètre, ainsi que le dimensionnement de réseau de distribution.

#### III.3.1. Présentation de la station pluviométrique

En absence d'une station pluviométrique au niveau de la commune d'Ain-Makhlouf ainsi qu'aux régions avoisinantes, on a opté pour la station de Guelma Lycée, le tableau suivant indique les caractéristiques de la station :

**Tableau III.4:** Coordonnées de la station pluviométrique «Guelma Lycée»

Nom de la station	Code	Coordonnées en Lambert		Altitude (m)	Période d'observation	Nombre d'années observées
		X(Km)	Y(Km)			
Guelma Lycée	140412	924,1	361,4	280	1972-2004	33

Source : ANRH

La série des précipitations de la station de «Guelma Lycée» est donnée au tableau ci-dessous :

Tableau III. 5: Répartition mensuelle et annuelle des pluies

Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Annuel
1972	43,4	50,2	0,9	111,2	0	124,6	175,6	8,2	0,5	0	1,1	0	515,7
1973	0	60	4	70,4	13,8	16,9	10,8	40,1	0,8	4,8	0	1	222,6
1974	0,9	0	58,4	0	4,3	0	63,4	6,6	22,6	4,8	0	0	161
1975	0	0	60,7	43,1	61,6	74,5	97,6	40,6	77	0	1	0	455,1
1976	1,1	121	118,8	30	28,1	10,7	14,1	92,5	58,7	0	0	46,4	520,3
1977	9,3	28,4	87,6	11,5	79,8	90,6	59,3	74,5	39,2	10,1	0	1,5	491,8
1978	2,4	58,7	51,3	20,5	41,5	69,2	69,1	152,1	8,6	27,5	5,9	2,6	509,4
1979	54	16,6	58	15,7	29	36,2	74,3	61,6	61	3,4	3	1,1	413,9
1980	37,8	21,6	30,6	160	89,8	68,2	50,3	30,1	21,8	23,1	1,7	4,4	539,4
1981	16,5	39,8	29,2	77,4	90,1	84,3	102,5	75,5	106,6	2,6	5,2	6,5	636,2
1982	14,3	53,4	141,2	82,9	18,3	14,9	55,6	6,3	18,5	9,1	2	1,6	418,1
1983	8,5	77,9	108,3	55,5	149,6	178,7	49,7	43,7	5,4	4,6	0	0	681,9
1984	21,3	101,5	8,8	209,2	57	50,1	124,8	38,7	58,6	0	0	0	670
1985	48,7	32,1	11,8	23,3	84,9	27,7	67,9	35,1	16,8	9,1	0,5	4,3	362,2
1986	34,8	121,8	99,4	138,2	61,8	114,8	81,4	34,5	88,7	0	13,2	6,7	795,3
1987	14,6	8	65	31,6	69	34,2	36,5	13,8	44,3	75,7	1,7	0	394,4
1988	27,8	3,7	51,1	104,3	35,7	66,8	46,7	43,3	12	24,6	30	13,6	459,6
1989	22,5	47,3	29,9	61	124,5	0	30	34,5	54,2	20,5	1	0	425,4
1990	12,9	18	107,5	135,5	63	60,5	93,5	59,1	56,5	13	0	5	624,5
1991	30	109,5	23,5	23	35	52	56,5	146	88,5	16	6	3,5	589,5
1992	0	28	169	138	39,5	38,6	59,2	22,5	67	9,5	1	3	575,3
1993	26,3	21,4	4	118	61,5	78,5	4	60	5,5	0	4	3	386,2
1994	36,2	60	12	54	172,5	9,5	90	33	3,5	27,5	0	3,5	501,7
1995	78,5	30,5	36,5	29	103	190,5	32,5	91,5	78,5	6,5	11,5	5	693,5
1996	13	15,5	15	30,5	40,1	25	12	50	11,7	14,5	0	18	245,3
1997	68,5	112	107,5	105,5	34,5	54	30	44	53,5	0	2	43	652,5
1998	75	31	145,5	32,5	50,5	43	76	39	46	7	0	1	546,5
1999	48	5,5	79	121	55	19	24,5	25	137	37,5	1,2	24,5	576
2000	15,5	61	14	48,5	120,5	54,5	53	61	53,5	1	0	7,5	490
2001	57	9,5	37	23	22,5	63	24,5	26	15,5	2	10	46	336
2002	21,5	35,5	127,5	92,5	160,5	150	20	144	50,5	0	0	0	802
2003	48	50	15	219,5	82	9,5	79,5	82,5	97,5	74	0,5	4	762
2004	33	23	185	143,5	62	85	61	67	5	25	2	12	703,5
<b>moyenne</b>	27,88	44,01	63,42	77,8	64,9	60,7	58,7	54,0	44,4	13,7	3,0	8,1	519,9

Source : [ANRH] Alger

D'après les résultats du tableau pendant la période 1972 –2004, On constate que la répartition des précipitations est irrégulière et variable suivant les mois et les années. Ces pluies sont nettement insuffisantes pour les mois de juin, juillet et août, elles sont moyennes au printemps et maximales en hiver.

L'étude statistique de la série a été effectuée par le logiciel **HYFRAN**. Donnant son diagramme de dispersion et son traitement. Le même logiciel fait son ajustement aux lois théoriques (log normale et normale).

### **III.3.2. Vérification l'homogénéité de la série pluviométrique**

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées. L'information de base quand à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable.

De ce fait, l'analyse hydrologique se base sur l'exploitation de données, présentées souvent sous forme de séries statistiques et sujettes la plupart du temps à des erreurs qu'on appelle erreurs systématiques, qu'il convient de détecter et de corriger (**Touaibia, 2004**).

La détection des anomalies dans les séries hydrologiques et leur correction, passe obligatoirement par un test d'homogénéisation.

A l'effet de l'existence de plusieurs tests, notre cas est effectué suivant le **Test de Wilcoxon ou Test des rangs** car il est supposé être le plus puissant des tests non paramétriques qui se basent sur le principe suivant :

On divise la série complète en deux sous séries : Y et X tel que :  $N_1$  et  $N_2$  représentant respectivement les tailles de ces séries. Y étant la série à étudier et X étant la série de base avec  $N_2 > N_1$ .

Si l'échantillon Y est issu de la même population que l'échantillon X, l'échantillon nouveau  $Y \cup X$  est également issu de la même population.

On classe les éléments de ce nouvel échantillon  $Y \cup X$  par ordre décroissant et on associe à chacune des valeurs le rang qu'elle occupe dans cette nouvelle série.



**Wilcoxon** a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée (**Touaibia, 2004**):

$$W_{\min} < W_Y < W_{\max}$$

$$W_Y = \sum_{i=1}^{n-1} \text{rang } y$$

Avec :  $W_Y$  : Somme des rangs des sous série (Y)

$$W_{\min} = \left( \frac{(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - 1}{2} \right) - 1,96 \times \sqrt{\left( \frac{N_1 \times N_2 \times (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)}$$

ET

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - W_{\min}$$

Le tableau suivant détaille le calcul selon test d'homogénéisation pour la station de Guelma Lycée :

Tableau III.6: Test d'homogénéité de Wilcoxon.

Rang	Serie d'origine P (mm)	Y (mm)	X (mm)	TRI (mm)	YUX
1	515,7	515,7	394,4	802	X
2	222,6	222,6	459,6	795,3	Y
3	161	161	425,4	762	X
4	455,1	455,1	624,5	703,5	X
5	520,3	520,3	589,5	693,5	X
6	491,8	491,8	575,3	681,9	Y
7	509,4	509,4	386,2	670	Y
8	413,9	413,9	501,7	652,5	X
9	539,4	539,4	693,5	636,2	Y
10	636,2	636,2	245,3	624,5	X
11	418,1	418,1	652,5	589,5	X
12	681,9	681,9	546,5	576	X
13	670	670	576	575,3	X
14	362,2	362,2	490	546,5	X
15	795,3	795,3	336	539,4	Y
16	394,4	-	802	520,3	Y
17	459,6	-	762	515,7	Y
18	425,4		703,5	509,4	Y
19	624,5			501,7	X
20	589,5			491,8	Y
21	575,3			490	X
22	386,2			459,6	X
23	501,7			455,1	Y
24	693,5			425,4	X
25	245,3			418,1	Y
26	652,5			413,9	Y
27	546,5			394,4	X
28	576			386,2	X
29	490			362,2	Y
30	336			336	X
31	802			245,3	X
32	762			222,6	Y
33	703,5			161	Y

D'après la répartition du tableau ci-dessus on aura les résultats suivants :

**Tableau III.7 : Résultats du test de Wilcoxon**

N1	N2	$W_Y$	$W_{\min}$	$W_{\max}$
15	18	278	200,29	309,71

Donc :  $200.30 < 278 < 309.7$

La condition du test de Wilcoxon est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelle de la station de Guelma Lycée est homogène.

### III.3.3. Etude de l'échantillon et choix du type de loi d'ajustement

Les données des pluies annuelles sont souvent ajustables à des lois statistiques nombreuses, ceci est dû à la faible variabilité interannuelle pour certaines stations. Dans notre cas, on utilise pour celle qui garantit le meilleur ajustement possible. Les lois d'ajustement les plus communément employées dans le cas de pluies annuelles sont les suivantes :

- ❖ Loi de Gauss ou Loi Normale.
- ❖ Loi de Galton ou log-Normale.

#### III.3.3.1. Ajustement des pluies annuelles à la loi Normale

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2 \times \pi}} \int_{-\infty}^{\mu} e^{-\frac{1}{2}\mu^2} d\mu$$

Avec :  $F(x)$  : Fréquence au non dépassement

$\mu$  : La variable réduite de Gauss.

Elle est donnée par :

$$\mu = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$$

La transformation  $x = \bar{x} + \sigma \times \mu$  est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne (Touaibia, 2004).

Pour les calculs on a utilisé le logiciel **HYFRAN**. Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de Guelma Lycée sont regroupés dans le tableau ci-dessous avec présentation graphique sur le papier Gauss.

**Tableau III.8:** Les résultats d'ajustement à la loi normale(Gauss)

<b>Ajustement à la loi normale</b>				
<b>Station : Guelma Lycée</b>				
Résultats de l'ajustement Normale (Maximaux vraisemblance)				
Nombre d'observation : 33				
<b>Paramètre :</b>				
mu : 519,903				
sigma : 158,733				
<b>Quantiles :</b>				
q= F(x) (Probabilité au non- dépassement)				
T= 1/(1-q)				
T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	1110	78.80	955.8 – 1265
2000.0	0.9995	1042	70.90	903.3 – 1181
1000.0	0.9990	1010	67.26	878.6 – 1142
200.0	0.9950	928.8	58.11	814.9 – 1043
100.0	0.9900	889.2	53.80	783.8 – 994.7
50.0	0.9800	846.0	49.24	749.4 – 942.5
20.0	0.9500	781.1	42.77	697.2 – 864.9
10.0	0.9000	723.4	37.55	649.7 – 797.0
5.0	0.8000	653.5	32.28	590.2 – 716.8
3.0	0.6667	588.2	28.92	531.5 – 644.9
2.0	0.5000	519.9	27.63	465.7 - 574.1
1.4286	0.3000	436.7	29.52	378.8 - 494.6
1.2500	0.2000	386.3	32.28	323.0 - 449.6
1.1111	0.1000	316.5	37.55	242.8 - 390.1
1.0526	0.0500	258.8	42.77	174.9 - 342.6
1.0204	0.0200	193.8	49.24	97.30 - 290.4
1.0101	0.0100	150.6	53.80	45.09 - 256.0
1.0050	0.0050	111.0	58.11	-2.944 - 224.9
1.0010	0.0010	29.33	67.26	-102.5 - 161.2
1.0005	0.0005	-2.450	70.90	-141.4 - 136.5
1.0001	0.0001	-70.45	78.80	-224.9 - 84.03

Source : Logiciel Hyfran

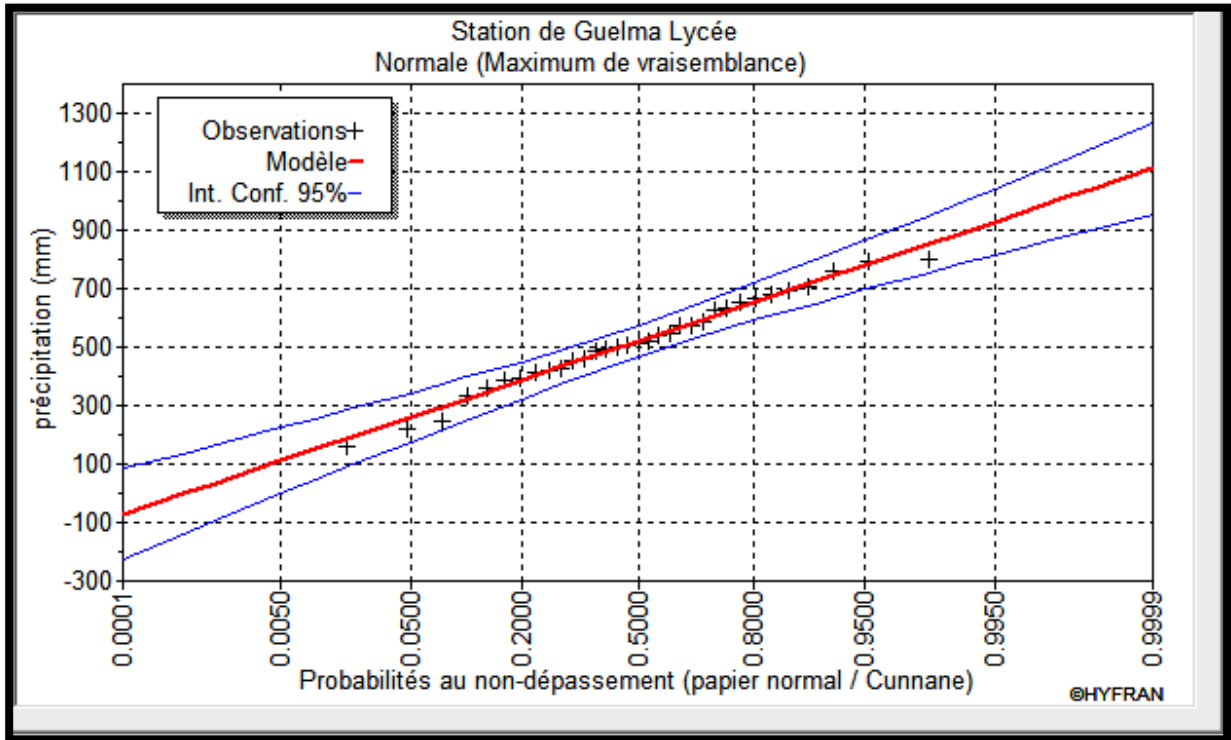


Figure III.2 : Allure des points sur le papier a probabilité d’ajustement à la loi normale (Gauss)

III.3.3.2. Ajustement des pluies annuelles à la loi Log - Normale

Une variable aléatoire X a une distribution log normale lorsque  $Y = \ln X$  est normale. La loi de Galton résulte de la loi Normale mais rendue dissymétrique par un changement de variable. Sa fonction de répartition est donnée par (Touaibia, 2004):

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2 \times \pi}} \int_{-\infty}^{\mu} e^{-\frac{1}{2}\mu^2} d\mu$$

Pour les calculs on a utilise le logiciel **HYFRAN**. Les résultats de l’ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de Guelma Lycée sont regroupés dans le tableau ci-dessous avec présentation graphique sur le papier Galton.

**Tableau III.9:** Les résultats d'ajustement à la loi Log - normale(Galton)

<b>Ajustement à la loi Log – normale</b>				
<b>Station : Guelma Lycée</b>				
Résultats de l'ajustement Normale (Maximaux vraisemblance)				
Nombre d'observation : 33				
<b>Paramètre :</b>				
mu : 6,19789				
sigma : 0,362962				
<b>Quantiles :</b>				
q= F(x) (Probabilité au non- dépassement)				
T= 1/ ((1-q))				
T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	1897	341.7	1227 – 2566
2000.0	0.9995	1623	263.2	1107 – 2139
1000.0	0.9990	1510	232.2	1054 – 1965
200.0	0.9950	1253	166.4	926.3 – 1579
100.0	0.9900	1144	140.8	868.2 – 1420
50.0	0.9800	1036	116.7	807.6 – 1265
20.0	0.9500	893.4	87.37	722.1 – 1065
10.0	0.9000	783.0	67.24	651.2 – 914.8
5.0	0.8000	667.3	49.26	570.8 – 763.9
3.0	0.6667	574.8	38.01	500.3 – 649.4
2.0	0.5000	491.7	31.07	430.8 – 552.6
1.4286	0.3000	406.5	27.45	352.7 – 460.4
1.2500	0.2000	362.3	26.75	309.9 – 414.7
1.1111	0.1000	308.8	26.52	256.8 – 360.8
1.0526	0.0500	270.6	26.47	218.7 – 322.5
1.0204	0.0200	233.3	26.27	181.8 – 284.8
1.0101	0.0100	211.3	26.00	160.3 – 262.3
1.0050	0.0050	193.0	25.65	142.7 – 243.3
1.0010	0.0010	160.2	24.63	111.9 – 208.4
1.0005	0.0005	148.9	24.14	101.6 – 196.3
1.0001	0.0001	127.5	22.97	82.45 – 172.5

**Source :** Logiciel Hyfran

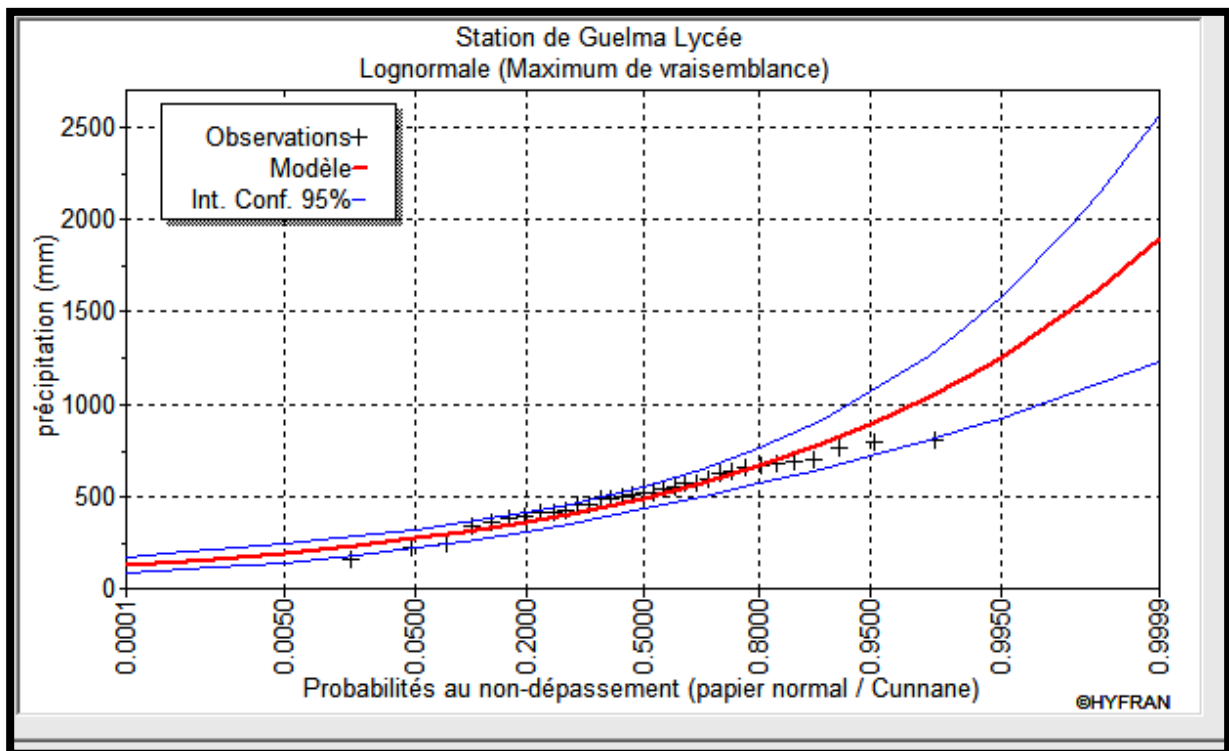


Figure III.3: Allure des points sur le papier probabilité à la loi log normale (Galton)

### III.3.4. Test de validité d'un ajustement

Lorsqu' on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte adéquatement. L'examen graphique ne peut suffire, il faut pouvoir tester par le calcul la qualité de l'ajustement réalisé. Ce test d'adéquation consiste à prendre une règle de décision concernant la validité d'une hypothèse relative à l'accord global d'une distribution empirique avec une distribution théorique spécifique à priori ou ajustée sur les observations. L'un des tests le plus employé, est le test du  $\text{Khi}^2$  «  $\chi^2$  » (Touaibia, 2004).

Comme critère de comparaison, la variation  $\chi^2$  est utilisée pour un risque  $\alpha = 5\%$  et un nombre de degré de liberté  $\nu = k - 1 - m$

Avec :  $k$  : Nombre de classes.

$m$  : Nombre de paramètres de la loi.  $m=2$  : pour la loi de **Galton** et **Gauss**.

$$\chi^2_{\text{cal}} = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - \mu_i)^2}{\mu_i}$$

Ou  $n_i$  : Nombre d'observations continues dans la classe i.

$\mu_i$  : Nombre d'observations théoriques calculés dans la classe i. Ce nombre doit être supérieur ou égal à 5.

$\chi^2$  est une variable aléatoire qui peut varier de 0 à  $\infty$ .

### III.3.4.1. Test de validité de l'ajustement à la loi Normale et la loi Log-Normale

Le test de validité de Khi carrée pour l'ajustement à la loi Normale et Log-Normale est fait à l'aide du logiciel **HYFRAN**.

Les résultats obtenus sont les suivants :

**Tableau III.10:** Test de validité des deux ajustements

	Loi Normale	Loi Log-Normale
Khi carré calculée ( $\chi^2$ )	1.18	5.06
Probabilité ( <b>P</b> )	0.9466	0.4085
Degrés de liberté ( $\gamma$ )	5	5
Nombre des classes ( <b>k</b> )	8	8

Le test de Khi carré montre que les deux lois présentent une même adéquation. Sur la table de Pearson  $\chi^2$  théorique = 11,070 ; pour :  $\alpha = 0.05$  et  $\gamma=5$ .

Donc :

$$\chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}} \text{ (pour les deux lois).}$$

L'adéquation de la loi est bien définie, ce qui résulte que l'ajustement est correct avec une certaine probabilité: **1- $\alpha$  soit 95%**.

Les Figures (N°2 et N°3) montrent que la loi Log- Normale présente une adéquation meilleure que la loi Normale.



### III.3.5. Détermination de l'année de calcul

Détermination de l'année de calcul a pour but de connaître la quantité de pluie qui peut être utilisée par la plante.

Puisque la loi Log- Normale est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne mensuelle représentative de la région. La probabilité de calcul doit être prise entre 70% et 90%.

La probabilité pour laquelle on assure l'irrigation est donnée souvent pour la fréquence 80 %.

L'année de calcul est obtenue en appliquant la formule suivante :

$$P_{i, 80\%} = P_{i, \text{moy}} \times \frac{P_{80\%}(\text{annuel})}{P_{50\%}(\text{annuel})}$$

D'après le tableau de l'Ajustement à la loi log normale on trouve :

$$P_{80\%} = 667,3 \text{ mm et } P_{50\%} = 491,7 \text{ mm d'où } \frac{P_{80\%}}{P_{50\%}} = 1,36$$

On remarque que  $\frac{P_{80\%}}{P_{50\%}} > 1$  donc l'année de calcul sera obtenu par la loi suivant :

$$P_{i, 80\%} = P_{i, \text{moy}} \times \frac{P_{20\%}(\text{annuel})}{P_{50\%}(\text{annuel})}$$

Revenant toujours au tableau de l'Ajustement à la loi log normale on trouve

$$P_{20\%} = 362,3 \text{ mm d'où } \frac{P_{20\%}}{P_{50\%}} = 0.74$$

D'où l'année de précipitations de probabilité à fréquence de 80% est répartie comme suit :

**Tableau III.11:** Reconstitution de l'année de probabilité 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
$P_i$ moy	27,88	44,01	63,42	77,57	64,88	60,46	58,36	54,01	44,39	13,74	3,04	8,14
$P_i$ 80%	20,65	32,57	46,94	57,40	48,01	44,74	43,19	39,97	32,85	10,17	2,25	6,03

### **III.4. Conclusion**

Au cours de ce chapitre on a reconstitué l'année de probabilité à fréquence de 80% du taux réel et effectif de la pluviométrie, ce qui nous a permis aussi de calculer l'E.T.P (Evapotranspiration Potentiel) suivant les années de sécheresse et les besoins en eaux probables aux cultures pratiquées selon des critères de choix (la série de pluviométrie et les formules empiriques de calcul) opérées sur plusieurs étapes (Vérification de l'homogénéisation, ajustement de la série de lois et vérification de la validité de ces lois).

Il est à noter que le test de validité a révélé que les deux lois utilisées étaient adéquates à l'ajustement de notre série pluviométrique, et que notre choix c'est porté graphiquement sur la loi log-normal.

---

# **CHAPITRE IV**

**Calcul des besoins en Eau  
et des Culture**

---

## **Chapitre IV : Calcul des Besoins en Eau et des Culture**

### **IV.1. Introduction**

Dans tout projet d'aménagement hydro-agricole, la détermination des besoins en eau d'une culture nécessite la connaissance des divers paramètres concernant aussi bien la plante elle-même que les données climatiques ou pédologiques de la région. A l'aide des différents résultats obtenus, il sera relativement aisé de déterminer par la suite les quantités d'eau d'irrigation nécessaires au bon développement de la plante. Celles-ci seront calculées au moyen du logiciel **CROPWAT** pour **ETP** et **P<sub>eff</sub>**.

Les besoins en eau du périmètre d'Ain-Makhlouf ont été calculés manuel en tenant compte des gammes des cultures projetées et des superficies assolées des trois zones d'étude.

### **IV.2. Besoins en eau des cultures**

Les besoins en eau d'irrigation d'une culture est équivalent à la valeur moyenne de l'évapotranspiration nécessaire à sa croissance optimale.

De façon précise, les besoins en eau est défini comme le niveau d'évapotranspiration d'une culture indemne de maladie et poussant dans une parcelle d'une surface supérieure à un hectare dans des conditions optimales de sol. Ces dernières consistent en une fertilité et une humidité suffisantes pour atteindre le potentiel de production de la culture dans le milieu considéré (**M.MESSAHEL, 1988**).

#### **IV.2.1. L'évapotranspiration potentielle de référence (ET<sub>0</sub>)**

C'est l'évapotranspiration maximale (c.à.d. Le sol est à sa capacité de retentions) d'un gazon ras couvrant complètement le sol, bien alimenté en eau, en phase active de croissance et situé au sein d'une parcelle suffisamment étendue (**Perrier, 1977**).

L'évapotranspiration correspond aussi à la quantité d'eau totale transférée du sol vers l'atmosphère par l'évaporation au niveau du sol et par la transpiration des plantes.

Pour prédire l'évapotranspiration de référence on utilise des méthodes basées sur des variables climatiques, parmi les plus communément employés sont:

- ❖ Méthodes de lysimètre.
- ❖ Méthodes des stations expérimentales.
- ❖ Les formules empiriques.
- ❖ Méthodes de mesures directes de l'évaporation.

En ce qui concerne les méthodes empiriques, il existe des formules de calcul dont les principales sont:

- ❖ Formule de BLANY – CRIDDLE.
- ❖ Formule de THORNTHWAITE.
- ❖ Formule de PENMAN.
- ❖ Formule de TURC.
- ❖ Formule de PENMAN et MONTEITH modifiée.

Sur la base des résultats de plusieurs études, notamment celle de Jensen(1990), la consultation d'experts menée par la FAO sur les méthodologies d'estimation des Besoin en eau des cultures (Smith 1992), a conduit à recommander la méthode de Penman Monteith modifiée comme méthode privilégiée l'estimation de ET0.

Il est supposé que la formule de **PANMEN**, donne les estimations les plus significatives de l'ETP, dans les différents climats mais reste, que l'inconvénient majeur se situe à l'exigence d'un nombre important de données climatique à introduire dont certaines sont souvent indisponibles au niveau de la même station donc, la formule de Penman – Montheit modifiée se présentant comme suit :

$$ET0 = C \times [w \times R_n + (1-w) \times F(u) \times (e_a - e_d)]$$

Dans laquelle :

**ET0** : L'évapotranspiration de référence en (mm/j).

**C** : Facteur de correction pour compenser les conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

**W** : Facteur de pondération rendant facteur de pondération rendant compte de l'effet de rayonnement à différente température et altitude.

**R<sub>n</sub>** : Rayonnement net d'évaporation équivalente en (mm/ j).

**F(u)** : Fonction liée au vent.

**e<sub>a</sub>** : Tension de vapeur saturante à la température moyenne de l'air en (millibars).

**e<sub>d</sub>** : Tension de vapeur réelle moyenne de l'air en (millibars).

**(e<sub>a</sub> – e<sub>d</sub>)** : Constitue le facteur de correction, afin de compenser les conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

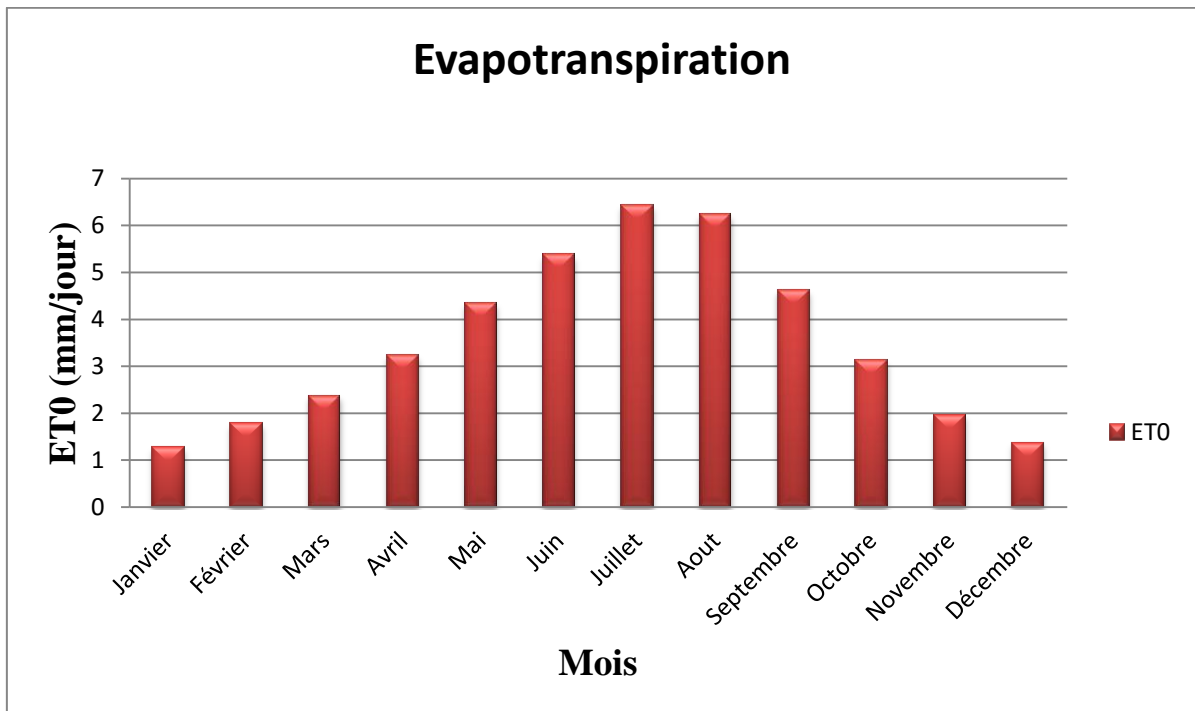
## IV.2.2. Calcul de l'évapotranspiration

Dans le tableau IV.1, nous représentons l'évapotranspiration de référence  $ET_0$ , calculée à l'aide du logiciel CROPWAT. 8, selon la formule de PANMAN et MONTHIEL, modifiée.

Tableau IV.1 : Evapotranspiration de référence ( $ET_0$ ) de la zone d'étude

Evapotranspiration de référence $ET_0$ de PENMAN et MONTEITH								
Pays : ALGERIE					Station : Guelma			
Altitude : 268 m			Latitude : 36,47 °N		Longitude : 7,43 °E			
Mois	Temp	Temp	Humidité	Vent	Insolation	Radiation	$ET_0$	$ET_0$
	Min	Max						
	°C	°C	%	m/s	heures	MJ/m <sup>2</sup> /jour	mm/jour	mm/mois
<b>Janvier</b>	5.2	14.5	77	2	4.8	8.6	1.28	39.71
<b>Février</b>	5.5	16.5	76	2.2	5.7	11.5	1.78	49.83
<b>Mars</b>	6.9	18	76	2.4	6	14.6	2.37	73.49
<b>Avril</b>	9.5	21	70	2	6.7	18.1	3.22	96.48
<b>Mai</b>	12.1	25.2	66	2.1	8.4	22	4.33	134.09
<b>Juin</b>	15.5	30.8	59	1.8	9.6	24.2	5.37	161.04
<b>Juillet</b>	19.3	35.1	50	1.9	10.7	25.5	6.43	199.37
<b>Aout</b>	19.4	35.5	53	2.1	10.1	23.2	6.23	192.98
<b>Septembre</b>	17.1	31.5	61	2	8.2	18.2	4.61	138.20
<b>Octobre</b>	14	26.3	69	2.2	6.5	13.2	3.12	96.67
<b>Novembre</b>	9.6	20.3	72	2.1	5.3	9.5	1.97	59.01
<b>Décembre</b>	6.8	15.7	78	2.5	4.7	7.9	1.37	42.58
<b>Moyenne</b>	11.7	24.2	67	2.1	7.2	16.4	3.51	1283.44

Source : Logiciel Cropwat



**Figure IV.1 :** Graphique de l'évapotranspiration (ET0)

#### IV.2.3. L'évapotranspiration maximal (ETM ou ETc)

L'évapotranspiration maximale d'une culture (ETM) qui régit les besoins en eau d'une culture durant un stade végétatif est donnée par la formule suivante :

$$ET_c = ET_0 \times K_c$$

Avec :

**ET0 :** L'évapotranspiration de référence.

**Kc :** Le coefficient cultural qui dépend du type de la culture et de son stade de développement, et des conditions climatique qui y règnent.

#### IV.2.4. La pluie efficace

La pluie efficace est définie comme étant la fraction des précipitations qui contribue effectivement à la satisfaction des besoins de l'évapotranspiration de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface, et par percolation en profondeur etc.

Ces pertes sont estimées de 20% de la pluie tombée. Pour l'appréciation de la pluie efficace on distingue deux (2) cas :

- 1) Pluie efficace ( $P_{eff}$ )= 0 pour les mois ou la pluie ne dépasse pas les 5 mm.
- 2) Pluie efficace ( $P_{eff}$ )= 80% de la pluie moyenne mensuelle dans les autres cas.

Les valeurs moyennes mensuelles de  $P_{eff}$  sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2: Précipitation efficace dans la zone d'étude

Station : Guelma		
Mois	Pluie	Pluie efficace
	mm	mm
<b>Janvier</b>	48	44.3
<b>Février</b>	44.7	41.5
<b>Mars</b>	43.2	40.2
<b>Avril</b>	40	37.4
<b>Mai</b>	32.9	31.2
<b>Juin</b>	10.2	10
<b>Juillet</b>	2.3	2.3
<b>Aout</b>	6	5.9
<b>Septembre</b>	20.6	19.9
<b>Octobre</b>	32.6	30.9
<b>Novembre</b>	46.9	43.4
<b>Décembre</b>	57.4	52.1
<b>Moyenne</b>	384.8	359.2

Source : Logiciel Cropwat

### IV.3. L'occupation des sols et le choix des cultures

Le choix des cultures à mettre en place doit concilier entre les critères suivant :

- ❖ La climatologie de la région.
- ❖ La pédologie du sol.
- ❖ La qualité des eaux.

Avant d'évaluer les besoins en eau des cultures de la zone d'étude, il faut d'abord définir l'occupation et la répartition culturelle dans le périmètre, en tenant compte des différentes contraintes (d'ordre climatique, sociale, agro-pédologique).

L'adaptation des assolements identifiés auparavant aux différents types de modèles dépendra de la taille des exploitations agricoles et leurs potentialités culturelles.



### IV.3.1. Rotation et assolements

L'assolement est la division des terres d'une exploitation agricole en parties distinctes, appelées soles consacrées chacune à une culture donnée pendant une saison culturale. Dans chaque sole, les cultures peuvent varier d'une année à l'autre.

La rotation est la succession culturale ou rotation, qui est une notion différente. Donc, l'assolement est la diversité géographique des cultures à un moment donné.

La rotation culturale est un élément important du maintien ou de l'amélioration de la fertilité des sols et donc un atout pour l'augmentation des rendements. On peut ainsi avoir des rotations biennales, triennales, quadriennale...

### IV.3.2. Répartition des surfaces en fonction de l'assolement proposé

La répartition culturale dans le périmètre est représentée dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3:** L'assolement biennal des cultures en plein champ en irriguées

Assolements 1		Assolements 2	
Culture	Superficie (Ha)	Culture	Superficie(Ha)
Blé – Avoine	102	Orge en vert	102
Orge grain	58	Betterave	58
Tomate	46	Ail – Oignon vert	46
Haricot	50	Pomme de terre	50
Carotte	27	Concombre	27
Arboriculture : Pêche, Olivier	34	Arboriculture : Pêche, Olivier	34
total	317	total	317

### IV.3.3. Calendrier d'occupation des sols

La répartition d'occupation des sols, relative aux cycles culturaux retenus pour notre étude, est tracée dans le calendrier ci-dessous :

Tableau IV.4 : Calendrier d'exploitation, assolement (Rotation des cultures).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Cultures												
Blé – Avoine			←	←	←	←	←	←	←	←	←	←
Orge en vert			←	←	←	←	←	←	←	←	←	
Betteraves	←	←	←	←								←
Orge grain			←	←	←	←	←	←	←	←	←	←
Ail – Oignon vert		←	←	←	←	←	←	←	←			
Pomme de terre		←	←	←	←	←	←					
Carottes	←	←	←	←	←	←	←					
Tomate								←	←	←	←	←
Haricot	←	←							←	←	←	←
Concombre									←	←	←	←
Pêche	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←
Olivier	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←

#### IV.4. Détermination des besoins en eau d'irrigation

Les besoins en eau des cultures sont calculés par la formule :

$$B = ETM - (P_{eff} + RFU)$$

Avec :

**B** : Besoin en eau d'irrigation en (mm).

**ETM** : Evapotranspiration maximal en (mm/mois).

**P<sub>eff</sub>** : Pluie efficace en (mm).

**RFU** : La réserve facilement utilisable.

$$RFU = Y \times (H_{cc} - H_{pf}) \times D_a \times Z$$

Avec :

**Y** : degré de tarissement (2/3).

**H<sub>cc</sub>** : Humidité à la capacité au champ (33%).

**H<sub>pf</sub>** : humidité du sol au point de flétrissement (17%).

**D<sub>a</sub>** : Densité apparente (1,35).

**Z** : Profondeur d'enracinement en (mm).

## IV.4.1. Estimation des besoins en eau des cultures

Pour chaque culture on calcul les besoins suivant le stade végétatif :

Tableau IV.5 : Besoins en eau des blés -Avoines

Mois	ET0 (mm)	Kc	ETM (mm)	Peff (mm)	Z (mm)	RFU max	RFUréel	Bes net	Bes brut	B br (m3/ha)	Q sp(l/s/ha)
Sep	138,2	0	0	19,9	0	0	0	0	0	0	0
Oct	96,67	0	0	30,9	0	0	0	0	0	0	0
Nov	59,01	0,4	23,60	43,4	300	43,2	0	0	0	0	0
Dec	42,58	0,7	29,81	52,1	500	72	14,4	0	0	0	0
Jan	39,71	0,85	33,75	44,3	500	72	24	0	0	0	0
Fev	49,83	0,95	47,34	41,5	600	86,4	24	0	0	0	0
Mars	73,49	1,05	77,17	40,2	600	86,4	28,8	12,97	17,29	172,86	0,08
Avr	96,48	1,05	101,30	37,4	600	86,4	28,8	35,10	46,81	468,05	0,24
Mai	134,09	0,8	107,27	31,2	600	86,4	0	47,27	63,03	630,29	0,31
Juin	161,04	0,75	120,78	10	600	86,4	0	110,78	147,71	1477,07	0,75
Juil	199,37	0	0	2,3	0	0	0	0	0	0	0
Aout	192,98	0	0	5,9	0	0	0	0	0	0	0

Tableau IV.6 : Besoins en eau des Orges en vert

Mois	ET0 (mm)	Kc	ETM (mm)	Peff (mm)	Z (mm)	RFU max	RFU réel	Bes net	Bes brut	B br (m3/ha)	Q sp(l/s/ha)
Sep	138,2	0	0	19,9	0	0	0	0	0	0	0
Oct	96,67	0	0	30,9	0	0	0	0	0	0	0
Nov	59,01	0,3	17,70	43,4	300	43,2	0	0	0	0	0
Dec	42,58	0,3	12,77	52,1	500	72	14,4	0	0	0	0
Jan	39,71	0,5	19,86	44,3	500	72	24	0	0	0	0
Fev	49,83	0,5	24,92	41,5	600	86,4	24	0	0	0	0
Mars	73,49	1	73,49	40,2	600	86,4	28,8	9,29	12,39	123,87	0,06
Avr	96,48	1,15	110,95	37,4	600	86,4	0	44,75	59,67	596,69	0,30
Mai	134,09	1	134,09	31,2	700	100,8	0	102,89	137,19	1371,87	0,67
Juin	161,04	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0
Juil	199,37	0	0	2,3	0	0	0	0	0	0	0
Aout	192,98	0	0	5,9	0	0	0	0	0	0	0

Tableau IV.7 : Besoins en eau des Betteraves

Mois	ET0 (mm)	Kc	ETM (mm)	Peff (mm)	Z (mm)	RFU max	RFU réel	Bes net	Bes brut	B br (m3/ha)	Q sp(l/s/ha)
Sep	138,2	0,65	89,83	19,9	600	86,4	19,2	55,53	74,04	740,4	0,37
Oct	96,67	1	96,67	30,9	600	86,4	28,8	46,57	62,09	620,93	0,30
Nov	59,01	0,7	41,31	43,4	600	86,4	28,8	0	0	0	0
Dec	42,58	0	0	52,1	0	0	0	0	0	0	0
Jan	39,71	0	0	44,3	0	0	0	0	0	0	0
Fev	49,83	0	0	41,5	0	0	0	0	0	0	0
Mars	73,49	0	0	40,2	0	0	0	0	0	0	0
Avr	96,48	0	0	37,4	0	0	0	0	0	0	0
Mai	134,09	0	0	31,2	0	0	0	0	0	0	0
Juin	161,04	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0
Juil	199,37	0	0	2,3	300	43,2	0	0	0	0	0
Aout	192,98	0,45	86,84	5,9	400	57,6	14,4	80,94	107,92	1079,21	0,52

Tableau IV.8 : Besoins en eau des Orges grain

Mois	ET0 (mm)	Kc	ETM (mm)	Peff (mm)	Z (mm)	RFU max	RFU réel	Bes net	Bes brut	B br (m3/ha)	Q sp(l/s/ha)
Sep	138,2	0	0	19,9	0	0	0	0	0	0	0
Oct	96,67	0	0	30,9	0	0	0	0	0	0	0
Nov	59,01	0,5	29,51	43,4	300	43,2	0	0	0	0	0
Dec	42,58	0,7	29,81	52,1	500	72	14,4	0	0	0	0
Jan	39,71	0,85	33,75	44,3	500	72	24	0	0	0	0
Fev	49,83	0,95	47,34	41,5	500	72	24	0	0	0	0
Mars	73,49	0,85	62,47	40,2	600	86,4	24	0	0	0	0
Avr	96,48	0,75	72,36	37,4	600	86,4	28,8	10,96	14,613	146,13	0,07
Mai	134,09	0,75	100,57	31,2	600	86,4	0	40,57	54,09	540,9	0,26
Juin	161,04	0,75	120,78	10	600	86,4	0	110,78	147,71	1477,07	0,75
Juil	199,37	0	0	2,3	0	0	0	0	0	0	0
Aout	192,98	0	0	5,9	0	0	0	0	0	0	0

Tableau IV.9 : Besoins en eau des Ail-Oignon vert

Mois	ET0 (mm)	Kc	ETM (mm)	Peff (mm)	Z (mm)	RFU max	RFU réel	Bes net	Bes brut	B br (m3/ha)	Q sp(l/s/ha)
Sep	138,2		0	19,9		0	0	0	0	0	0
Oct	96,67	0,5	48,34	30,9	400	57,6	0	17,44	23,25	232,47	0,11
Nov	59,01	0,75	44,26	43,4	400	57,6	19,2	0,88	1,143	11,43	0,006
Dec	42,58	0,95	40,45	52,1	400	57,6	19,2	0	0	0	0
Jan	39,71	0,95	37,73	44,3	400	57,6	19,2	0	0	0	0
Fev	49,83	0,75	37,37	41,5	400	57,6	19,2	0	0	0	0
Mars	73,49		0	40,2		0	0	0	0	0	0
Avr	96,48		0	37,4		0	0	0	0	0	0
Mai	134,09		0	31,2		0	0	0	0	0	0
Juin	161,04		0	10		0	0	0	0	0	0
Juil	199,37		0	2,3		0	0	0	0	0	0
Aout	192,98		0	5,9		0	0	0	0	0	0

Tableau IV.10 : Besoins en eau des Tomates

Mois	ET0 (mm)	Kc	ETM (mm)	Peff (mm)	Z (mm)	RFU max	RFUréel	Bes net	Bes brut	B br (m3/ha)	Q sp(l/s/ha)
Sep	138,2	0	0	19,9	0	0	0	0	0	0	0
Oct	96,67	0	0	30,9	0	0	0	0	0	0	0
Nov	59,01	0	0	43,4	0	0	0	0	0	0	0
Dec	42,58	0	0	52,1	0	0	0	0	0	0	0
Jan	39,71	0	0	44,3	0	0	0	0	0	0	0
Fev	49,83	0	0	41,5	0	0	0	0	0	0	0
Mars	73,49	0	0	40,2	0	0	0	0	0	0	0
Avr	96,48	0,75	72,36	37,4	700	100,8	0	34,96	46,61	466,13	0,24
Mai	134,09	0,9	120,68	31,2	900	129,6	33,6	89,48	119,31	1193,08	0,58
Juin	161,04	1,05	169,09	10	1200	172,8	43,2	125,49	167,32	1673,23	0,85
Juil	199,37	0,85	169,47	2,3	1200	172,8	0	123,97	165,29	1652,86	0,80
Aout	192,98	0	0	5,9	0	0	0	0	0	0	0



Tableau IV.11 : Besoins en eau des Pomme de terre

Mois	ET0 (mm)	Kc	ETM (mm)	Peff (mm)	Z (mm)	RFU max	RFU réel	Bes net	Bes brut	B br (m3/ha)	Q sp(l/s/ha)
Sep	138,2	0	0	19,9	0	0	0	0	0	0	0
Oct	96,67	0,5	48,34	30,9	400	57,6	0	17,44	23,25	232,47	0,11
Nov	59,01	0,7	41,31	43,4	600	86,4	19,2	0	0	0	0
Dec	42,58	1	42,58	52,1	600	86,4	28,8	0	0	0	0
Jan	39,71	0,75	29,78	44,3	600	86,4	28,8	0	0	0	0
Fev	49,83	0	0	41,5	0	0	0	0	0	0	0
Mars	73,49	0	0	40,2	0	0	0	0	0	0	0
Avr	96,48	0	0	37,4	0	0	0	0	0	0	0
Mai	134,09	0	0	31,2	0	0	0	0	0	0	0
Juin	161,04	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0
Juil	199,37	0	0	2,3	0	0	0	0	0	0	0
Aout	192,98	0	0	5,9	0	0	0	0	0	0	0

Tableau IV.12 : Besoins en eau des Haricots

Mois	ET0 (mm)	Kc	ETM (mm)	Peff (mm)	Z (mm)	RFU max	RFU réel	Bes net	Bes brut	B br (m3/ha)	Q sp(l/s/ha)
Sep	138,2	0,85	117,47	19,9	700	100,8	33,6	63,97	85,29	852,93	0,43
Oct	96,67	0	0	30,9	0	0	0	0	0	0	0
Nov	59,01	0	0	43,4	0	0	0	0	0	0	0
Dec	42,58	0	0	52,1	0	0	0	0	0	0	0
Jan	39,71	0	0	44,3	0	0	0	0	0	0	0
Fev	49,83	0	0	41,5	0	0	0	0	0	0	0
Mars	73,49	0	0	40,2	0	0	0	0	0	0	0
Avr	96,48	0	0	37,4	0	0	0	0	0	0	0
Mai	134,09	0,5	67,05	31,2	500	72	0	35,845	47,79	477,93	0,23
Juin	161,04	0,65	104,68	10	500	72	24	94,676	126,24	1262,35	0,64
Juil	199,37	0,95	189,40	2,3	700	100,8	24	163,1015	217,47	2174,69	1,06
Aout	192,98	0,9	173,68	5,9	700	100,8	33,6	143,782	191,71	1917,09	0,93

Tableau IV.13 : Besoins en eau des Carottes

Mois	ET0 (mm)	Kc	ETM (mm)	Peff (mm)	Z (mm)	RFU max	RFUréel	Bes net	Bes brut	B br (m3/ha)	Q sp(l/s/ha)
Sep	138,2	0,42	58,04	19,9	300	43,2	0	38,14	50,86	508,59	0,26
Oct	96,67	0,70	67,67	30,9	400	57,6	14,4	36,77	49,03	490,25	0,24
Nov	59,01	0,81	47,80	43,4	500	72	19,2	0	0	0	0
Dec	42,58	0,77	32,79	52,1	600	86,4	24	0	0	0	0
Jan	39,71	0,57	22,65	44,3	700	100,8	28,8	0	0	0	0
Fev	49,83	0	0	41,5	0	0	0	0	0	0	0
Mars	73,49	0	0	40,2	0	0	0	0	0	0	0
Avr	96,48	0	0	37,4	0	0	0	0	0	0	0
Mai	134,09	0	0	31,2	0	0	0	0	0	0	0
Juin	161,04	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0
Juil	199,37	0	0	2,3	0	0	0	0	0	0	0
Aout	192,98	0	0	5,9	0	0	0	0	0	0	0

Tableau IV.14 : Besoins en eau des concombres

Mois	ET0 (mm)	Kc	ETM (mm)	Peff (mm)	Z (mm)	RFU max	RFU réel	Bes net	Bes brut	B br (m3/ha)	Q sp(l/s/ha)
Sep	138,2	0	0	19,9	0	0	0	0	0	0	0
Oct	96,67	0	0	30,9	0	0	0	0	0	0	0
Nov	59,01	0	0	43,4	0	0	0	0	0	0	0
Dec	42,58	0	0	52,1	0	0	0	0	0	0	0
Jan	39,71	0	0	44,3	0	0	0	0	0	0	0
Fev	49,83	0	0	41,5	0	0	0	0	0	0	0
Mars	73,49	0	0	40,2	0	0	0	0	0	0	0
Avr	96,48	0	0	37,4	0	0	0	0	0	0	0
Mai	134,09	0,38	50,95	31,2	400	57,6	0	19,75	26,34	263,39	0,13
Juin	161,04	0,57	91,79	10	450	64,8	19,2	81,79	109,06	1090,57	0,55
Juil	199,37	0,85	169,47	2,3	500	72	21,6	147,97	197,29	1972,86	0,96
Aout	192,98	0,85	164,03	5,9	600	86,4	24	136,53	182,04	1820,44	0,88

Tableau IV.15: Besoins en eau des Pêche

Mois	ET0 (mm)	Kc	ETM (mm)	Pe <sub>eff</sub> (mm)	Z (mm)	RFU max	RFU réel	Bes net	Bes brut	B br (m <sup>3</sup> /ha)	Q sp(l/s/ha)
Sep	138,2	0,55	76,01	19,9	1500	216	0	56,11	74,81	748,13	0,38
Oct	96,67	0,55	53,17	30,9	1500	216	72	22,27	29,69	296,91	0,14
Nov	59,01	0,55	32,46	43,4	1500	216	72	0	0	0	0
Dec	42,58	0,75	31,94	52,1	1500	216	72	0	0	0	0
Jan	39,71	0,75	29,78	44,3	1500	216	72	0	0	0	0
Fev	49,83	0,75	37,37	41,5	1500	216	72	0	0	0	0
Mars	73,49	0,75	55,12	40,2	1500	216	72	0	0	0	0
Avr	96,48	0,55	53,06	37,4	1500	216	72	0	0	0	0
Mai	134,09	0,55	73,75	31,2	1500	216	72	0	0	0	0
Juin	161,04	0,55	88,57	10	1500	216	0	0	0	0	0
Juil	199,37	0,55	109,65	2,3	1500	216	0	107,35	143,14	1431,38	0,70
Aout	192,98	0,55	106,14	5,9	1500	216	0	100,24	133,65	1336,52	0,65

Tableau IV.16 : Besoins en eau des Olivier

Mois	ET0 (mm)	Kc	ETM (mm)	Peff (mm)	Z (mm)	RFU max	RFU réel	Bes net	Bes brut	B br (m3/ha)	Q sp(l/s/ha)
Sep	138,2	0,85	117,47	19,9	1500	216	0	97,57	130,09	1300,93	0,66
Oct	96,67	0,85	82,17	30,9	1500	216	72	51,27	68,36	683,59	0,33
Nov	59,01	0,75	44,26	43,4	1500	216	72	0	0	0	0
Dec	42,58	0,65	27,68	52,1	1500	216	72	0	0	0	0
Jan	39,71	0,65	25,81	44,3	1500	216	72	0	0	0	0
Fev	49,83	0,65	32,39	41,5	1500	216	72	0	0	0	0
Mars	73,49	0,65	47,77	40,2	1500	216	72	0	0	0	0
Avr	96,48	0,65	62,71	37,4	1500	216	72	0	0	0	0
Mai	134,09	0,65	87,16	31,2	1500	216	72	0	0	0	0
Juin	161,04	0,80	128,83	10	1500	216	72	46,83	62,44	624,43	0,32
Juil	199,37	0,85	169,47	2,3	1500	216	0	95,17	126,89	1268,86	0,62
Aout	192,98	0,85	164,03	5,9	1500	216	0	158,13	210,84	2108,44	1,02

## IV.4.2. Calcul des besoins en eau pour les Assolements 1 et 2

Tableau IV.17: Récapitulatif des besoins pour l'assolement 1

Mois	blés -Avoine	Orges grain	Tomates	Haricots	Carottes	Pêche	Olivier	Total
Sep	0	0	0	63,97	38,14	56,11	97,57	255,79
Oct	0	0	0	0	36,77	22,27	51,27	110,31
Nov	0	0	0	0	0	0	0	0
Dec	0	0	0	0	0	0	0	0
Jan	0	0	0	0	0	0	0	0
Fev	0	0	0	0	0	0	0	0
Mars	12,97	0	0	0	0	0	0	12,97
Avr	35,10	10,96	34,96	0	0	0	0	81,02
Mai	47,27	40,57	89,48	35,85	0	0	0	213,17
Juin	110,78	110,78	125,49	94,68	0	0	46,83	488,56
Juil	0	0	123,97	163,10	0	107,35	95,17	489,58
Aout	0	0	0	143,78	0	100,24	158,13	402,15

Tableau IV.18: Récapitulatif des besoins pour l'assolement 2

Mois	Orge en vert	Betteraves	Ail-Oignon vert	p,terre	concombres	Pêche	Olivier	Total
Sep	0	55,53	0	0	0	56,11	97,57	209,
Oct	0	46,57	17,44	17,44	0	22,27	51,27	154,9
Nov	0	0	0,86	0	0	0	0	0,86
Dec	0	0	0	0	0	0	0	0
Jan	0	0	0	0	0	0	0	0
Fev	0	0	0	0	0	0	0	0
Mars	9,29	0	0	0	0	0	0	9,29
Avr	44,75	0	0	0	0	0	0	44,75
Mai	102,89	0	0	0	19,75	0	0	122,6
Juin	0	0	0	0	81,79	0	46,83	128,6
Juil	0	0	0	0	147,97	107,4	95,17	350,5
Aout	0	80,94	0	0	136,53	100,2	158,13	475,9

### IV.4.3. Calcul de débit spécifique

Les débits spécifiques sont définis selon les besoins en eau de chaque culture, évalués sur la base d'une répartition culturale. Ce qui donne que le débit est calculé en tenant compte de besoins mensuels, la fréquence d'irrigation, la dose d'arrosage et le coefficient d'efficacité globale du système d'irrigation pour définir les débits spécifiques de chaque culture suivant la formule qui suit :

$$q = \frac{B_m}{T \times t \times 3600 \times k}$$

Avec :

q : Débit spécifique en (l/s/ha).

$B_m$  : Besoin mensuel maximum net en ( $m^3$ /ha).

T : Temps d'irrigation par jour ; (T = 22 h).

t : Nombre de jours du mois d'irrigation en (jour) ; (t = 26 jours).

K : Efficacité globale du système d'irrigation;

D'où les besoins de pointe correspondent au mois de juillet (assolement 1), soient donc **489,58 mm/mois**.

Il ya un risque de surdimensionnement car le débit spécifique calculé est calculé est très important.

Dans se cas, on a deux méthodes pour estimer le débit spécifique :

- ❖ Prendre la moyenne des débits spécifiques de l'ensemble des cultures.
- ❖ Prendre en considération le débit spécifique de la culture la plus exigeante.

Dans notre cas, on prend en considération le débit de la culture la plus exigeante (Haricot), donc, le débit spécifique est :

$$q = \frac{163,10 \times 10000}{22 \times 26 \times 3600 \times 0,75} = 1,06 \text{ l/s/ha} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{q = 1,06 \text{ l/s/ha}}$$

$q = 1,06 \text{ l/s/ha} < 1,5 \text{ l/s/ha}$  donc, le choix de ce débit reste valable.

Alors : le débit spécifique pour le périmètre du Ain – Makhoulouf est de 1,06 l/s/ha.



#### IV.4.4. Calcul de débit caractéristique

C'est le débit maximum en rapport à la pression de service dans le réseau d'irrigation est donnée par la formule suivant :

$$Q \text{ cara} = q_s \times S$$

Avec :

$q_s$  : Débit spécifique de mois de pointe en (l/s/ha).

$S$  : La superficie totale à irriguer ; ( $S = 317$  ha).

$$Q \text{ cara} = 1,06 \times 317 = 336,02 \text{ l/s.} \quad \Rightarrow \quad Q \text{ cara} = 336,02 \text{ l/s}$$

#### IV.5. Estimation des volumes d'eau d'irrigation

Le volume des besoins en eau égale le besoin de la culture en ( $m^3$ ) multiplié par la surface de la culture.

On trouve les résultats dans le Tableau

**Tableau IV.19** : volumes d'eau d'irrigation

Assolement 1			
Les cultures	Surface de la culture (ha)	Besoin brut de la culture ( $m^3$ /ha)	Volumes des besoins en eau ( $m^3$ )
Blé – Avoine	102	2748,27	280323,88
Orge grain	58	2164,1	125517,8
Tomate	46	4985,3	229323,8
Haricots	50	6684,99	334249,67
Carottes	27	998,84	26968,68
Pêche	17	3812,95	64820,09
Olivier	17	5986,25	101766,31
Total			1162970,23

#### Remarque :

On remarque que le volume total des besoins en eau de notre périmètre est de **1162970,23  $m^3$** . Ce volume peut être déduit du barrage de Medjaz El- Bagar puisque le volume régularisé est de **1,916  $Hm^3$** .

## **IV.6. Conclusion**

Cette étude a pour but principal de déterminer les besoins en eau des cultures ainsi que le volume nécessaire pour le mois de pointe et pour l'ensemble de l'année.

Etant donné la vocation agricole de la région d'étude, nous avons choisi deux assolements qui prennent en considération les cultures céréalières.

Le calendrier cultural choisi, permettent de diversifier les cultures, leur irrigation permettra d'intensifier leurs rendements, ce qui permettra un développement économique important pour la région d'Ain – Makhoulf.

---

# **CHAPITRE V**

**Etude du système  
d'adduction**

---

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

### **V.1. Introduction**

Dans ce chapitre nous allons dimensionner des différents ouvrages de transfert (adduction gravitaire, conduite de refoulement et station de pompage), et distribution (réservoir).

Une station de pompage est une station servant à pomper l'eau de barrage Medjaz El-Bgare vers le réservoir de distribution qui va alimenter le périmètre d'Ain- Makhlouf.

L'adduction est nécessaire pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage (prise d'eau) et le point d'accumulation (réservoir de distribution).

Les réservoirs sont des ouvrages hydraulique variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir convenablement, les taches pour lesquelles ils sont conçus. Ils servent de réserve d'eau.

### **V.2. Schéma d'aménagement**

#### **V.2.1. Découpage du périmètre en ilots d'irrigation**

L'établissement des ilots d'irrigation est basé sur les principes ci-dessous :

- ❖ Les ilots d'irrigation sont constitués par le groupement de plusieurs parcelles existantes ou leur fractionnement pour celles ayant des tailles importantes.
- ❖ La délimitation des ilots a été effectuée de façon à leur donner la forme la plus régulière possible. Les limites des ilots coïncident généralement avec les limites parcellaires existantes.

#### **V.2.2. Système d'irrigation**

Le système d'irrigation préconisé est le gravitaire à basse pression. Il est organisé suivant le principe des réseaux ramifiés et le tracé a été effectué de manière à relier de la façon la plus économique les bornes d'irrigation à la prise d'eau.

Le débit en tête pour le mois de pointe est de 336,47 l/s donnant ainsi un débit caractéristique de 1,06 l/s/ha.

Le réseau d'irrigation fonctionnera à la demande et permet de satisfaire les besoins en eau des plantes pendant la période critique (mois de juillet).

### V.2.3. Descriptif du réseau de distribution

L'alimentation du périmètre est prévue par une conduite de refoulement en PEHD d'une longueur 1957 m vers un réservoir de régulation surélevé avec une cote radier de 776 m.

Une station de pompage sera projetée à cet effet à proximité de la prise de la retenue collinaire (cote 662,20 m).

La zone concernée par l'aménagement d'une superficie de 317 ha sera alimentée gravitairement à partir du réservoir par deux conduites principales en PEHD CP1 et CP2 de diamètre variables.

Le réseau d'irrigation est formé par des conduites primaires, secondaires et tertiaires enterrées en PEHD de diamètre variables de  $\emptyset$  75 à  $\emptyset$  630 mm et comportant tous les équipements classiques en matière d'exploitation et de protection.

Des bornes d'irrigation sont placées en amont de chaque ilot.

### V.2.4. Bornes d'irrigation

Sur l'ensemble du réseau de distribution sont placés des bornes d'irrigation au niveau des points hauts des ilots de manière à assurer une irrigation gravitaire convenable aux exigences technique du mode d'irrigation adopté.

La borne d'irrigation est constituée de :

- ❖ Robinet-vanne de production locale.
- ❖ Compteur.
- ❖ Limiteur de débit.

### V.2.5. Débits d'équipement des ilots

Les débits d'équipement des ilots (ou débits des bornes) sont obtenus en multipliant le débit caractéristique par la superficie de l'ilot d'irrigation.

$$Q_b = q_s \times S$$

Avec :

$Q_b$  : Débit de chaque ilot (l/s).

$q_s$  : Débit spécifique (l/s/ha).

$S$  : Superficie de l'ilot (ha).

### V.2.5.1. Choix du diamètre de la borne

Les diamètres des bornes en fonction des débits sont détaillés comme suit :

**Tableau V.1** : Choix du diamètre de la borne.

Débit fourni	Diamètre de la borne
$Q < 8$ l/s	D= 65mm
$8 < Q < 20$ l/s	D= 100mm
$20 < Q < 25$ l/s	D= 150mm
$Q > 25$ l/s	D= 200mm

Les débits d'équipement sont présentés dans le tableau **V.2** :

**Tableau V.2** : Calcul des débits des ilots et choix du diamètre de la borne.

N° de la borne	N° de l'ilot	Superficie de l'ilot (Ha)	Débit spécifique (l/s)	Débit de la borne (l/s)	Diamètre de la borne (mm)
B1	1	4,698	1,06	4,97988	65
B2	2	5,232	1,06	5,54592	65
B3	3	5,272	1,06	5,58832	65
B4	4	6,732	1,06	7,13592	65
B5	5	8,023	1,06	8,50438	100
B6	6	7,082	1,06	7,50692	100
B7	7	5,7	1,06	6,042	65
B8	8	7,064	1,06	7,48784	100
B9	9	6,588	1,06	6,98328	65
B10	10	8,825	1,06	9,3545	100
B11	11	5,264	1,06	5,57984	65
B12	12	4,968	1,06	5,26608	65
B13	13	9,097	1,06	9,64282	100
B14	14	4,232	1,06	4,48592	65
B15	15	6,171	1,06	6,54126	65
B16	16	6,328	1,06	6,70768	65
B17	17	7,006	1,06	7,42636	65
B18	18	6,389	1,06	6,77234	65
B19	19	8,149	1,06	8,63794	100
B20	20	7,693	1,06	8,15458	100
B21	21	8,312	1,06	8,81072	100
B22	22	2,508	1,06	2,65848	65
B23	23	6,897	1,06	7,31082	65
B24	24	5,949	1,06	6,30594	65
B25	25	6,777	1,06	7,18362	65
B26	26	7,641	1,06	8,09946	100
B27	27	9,085	1,06	9,6301	100

N° de la borne	N° l'ilot	Superficie de l'ilot (Ha)	Débit spécifique (l/s)	Débit de la borne (l/s)	Diamètre de la borne (mm)
B28	28	6,968	1,06	7,38608	65
B29	29	8,984	1,06	9,52304	100
B30	30	7,152	1,06	7,58112	100
B31	31	6,564	1,06	6,95784	65
B32	32	9,769	1,06	10,35514	100
B33	33	5,777	1,06	6,12362	65
B34	34	9,332	1,06	9,89192	100
B35	35	9,612	1,06	10,18872	100
B36	36	5,309	1,06	5,62754	65
B37	37	3,625	1,06	3,8425	65
B38	38	5,094	1,06	5,39964	65
B39	39	5,414	1,06	5,73884	65
B40	40	3,877	1,06	4,10962	65
B41	41	8,452	1,06	8,95912	100
B42	42	5,678	1,06	6,01868	65
B43	43	5,724	1,06	6,06744	65
B44	44	5,369	1,06	5,69114	65
B45	45	10,659	1,06	11,29854	100
B46	46	4,636	1,06	4,91416	65
B47	47	4,593	1,06	4,86858	65
B48	48	7,156	1,06	7,58536	100
<b>Total</b>		<b>317,426</b>		<b>336,47156</b>	

**Remarque :** l'application des principes énoncés ci-dessus a abouti à la création de 48 ilots d'une superficie totale de 317,426 ha.

### V.3. Dimensionnement de la conduite gravitaire (conduite d'aspiration)

#### V.3.1. Caractéristique de la conduite gravitaire

La conduite d'aspiration reliant la conduite de prise d'eau à la station de pompage est prévue en PEHD. Les caractéristiques de la prise d'eau au niveau de la galerie sont :

- ❖ Cote amont .....650,50 m.
- ❖ Cote aval :.....647, 45 m.
- ❖ Cote plans d'eau minimum.....662,20 m.
- ❖ Cote plans d'eau maximum.....672,90 m.
- ❖ Longueur de la conduite.....L= 200m.
- ❖ Débit d'équipement.....Q=336,47 l/s.

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire, on a utilisé La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m}$$

Avec:

$\Delta H_t$ : Perte de charge totale (m).

$K'$ : Coefficient de perte de charge.

$L_e$ : Longueur équivalente de la conduite gravitaire (m).

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s) ; ( $Q= 0,336$  m<sup>3</sup>/s).

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau.

$D_{av}$  : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées de 10% à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 \times \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 \times L_g$$

Avec :

$\Delta H_p^{lin}$ : Perte de charge linéaire (m).

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite gravitaire (m) ; ( $L_g= 200$  m).

Selon le type de matériau les coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  sont donnés dans le tableau V.3

**Tableau V.3** : Coefficient  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types de tuyau

Tuyau	$K'$	$m$	$\beta$
Fonte et Acier	0,001735-0,00179	5,1-5,3	1,9-2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

Source : groupe-chiali.

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q_{car}^\beta}{\Delta H_t}}$$



Dans notre cas on doit utiliser une conduite en PEHD, on prend :  $K' = 0,001052$ ,  $\beta = 2$ ,  $m = 4,772$ .

D'après la formule DARCY WEISBACH

- $L_e = 1,15 \times L_g = 1,15 \times 200 = 230 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L_e = 230 \text{ m}$
- $\Delta H_t = C_B - C_{SP} = 662,20 - 650,50 = 11,7 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \Delta H_t = 11,7 \text{ m}$

$$\text{Donc : } D_{av} = \sqrt[4,772]{\frac{0,001052 \times 230 \times (0,336)^2}{11,7}} = 0,281 \text{ m}$$

On prend :  $D_{avN} = 500 \text{ mm}$

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V \times S = V \times \frac{\pi \times D^2}{4}$$

Avec :

Q : Débit véhiculé par la conduite ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

V : Vitesse d'écoulement ( $\text{m/s}$ ).

D : Diamètre normalise de la conduite (m).

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 0,336}{\pi \times 0,5^2} = 1,71 \text{ m/s} \quad \Rightarrow \quad V = 1,71 \text{ m/s}$$

La conduite gravitaire est composée une conduite de diamètre 500 mm et de longueur 200 m.

## V.4. Dimensionnement de la conduite de refoulement

### V.4.1. Caractéristique de la conduite de refoulement

Notre étude consiste a déterminé le diamètre économique a partir de la station de pompage vers le réservoir d'irrigation.

La détermination du diamètre économique est basée sur l'étude techno-économique.

Pour le calcul le diamètre économique de la conduite de refoulement, il faut calculer :

- ❖ Le débit d'équipement.
- ❖ Le diamètre avec la formule de Bonin comme première approximation.

**A. Calcul débit d'équipement :**

$$Q_{\text{eq}} = \alpha \times Q_{\text{car}}$$

Avec :  $\alpha$ : Coefficient de correction ;  $\alpha = [1,04 \text{ à } 1,08]$ .

$$Q_{\text{eq}} = 1,08 \times 0,336 = 0,363 \text{ m}^3/\text{s} \quad \Rightarrow \quad Q_{\text{eq}} = \mathbf{0,363 \text{ m}^3/\text{s}}$$

La station de pompage refoule un débit de **0.363 m3/s**.

**B. Calcul le diamètre :**

Pour dimensionner la conduite de refoulement, on applique la formule de Bonin pour une première approximation :

$$D = \sqrt[3]{Q}$$

Avec: D : Diamètre intérieur de la conduite (m)

Q : Débit véhiculé par la conduite (m3/s).

$$D = \sqrt[3]{0,336} = 0,580 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D = 600 \text{ mm}}$$

**V.4.2. Calcul du diamètre économique****V.4.2.1. Calcul de la hauteur manométrique totale**

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t$$

Avec :

$\Delta H_a$  : Pertes de charge à l'aspiration.

$\Delta H_r$  : pertes de charge au refoulement.

$H_g$  : La hauteur géométrique.

La hauteur géométrique  $\langle H_g \rangle$  est la différence d'altitude entre la cote d'arrivée (réservoir) et celle de départ. Elle est calculée comme suit :

$$H_g = \nabla \text{PHE (réservoir)} - \nabla \text{PBE (prise d'eau)}$$

$$H_g = 782,80 - 662,20 = 120,6 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{H_g = 120,6 \text{ m}}$$

**A. pertes de charge linéaires**

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de :

- ❖ Diamètre de la conduite en (m).
- ❖ Débit en (m<sup>3</sup>/s).
- ❖ La rugosité absolue en (mm).
- ❖ La longueur du tronçon en (m).

$$\Delta H_l = I \times L = \lambda \frac{L \times V^2}{2 g D}$$

Avec :

$\Delta H_l$  : Perte de charge linéaire en (m).

V : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

I : Gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient  $\lambda$  est obtenu par la formule suivante :

$$\lambda = \left( 1,14 - 0,86 \operatorname{Ln} \frac{\xi}{D} \right)^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé})$$

$\xi$  : Rugosité absolue ;(  $\xi = 0,046$  mm).

**B. Perte de charge singulière :**

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires pour une adduction ou conduite longue.

$$\Delta H_s = 0,1 \times \Delta H_l$$

**C. Pertes de charge totales :**

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors :

$$\Delta H_t = 1,1 \times \Delta H_l$$

Les hauteurs manométriques totales sont présentées dans le tableau **V.4** :

**Tableau V.4** : calcul de la HMT en fonction du diamètre

<b>D</b> <b>(mm)</b>	<b>D int</b> <b>(mm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>Qcar</b> <b>(l/s)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	$\lambda$	$\Delta H L$ <b>(m)</b>	$\Delta H T$ <b>(m)</b>	<b>Hg</b> <b>(m)</b>	<b>HMT</b> <b>(m)</b>
200	163,6	1957	336,47	16,01	0,015	2341,48	2575,63	120,6	2696,23
250	204,6	1957	336,47	10,24	0,014	730,59	803,65	120,6	924,25
315	257,8	1957	336,47	6,45	0,014	219,48	241,42	120,6	362,02
400	327,4	1957	336,47	3,99	0,013	63,36	69,69	120,6	190,29
500	409,2	1957	336,47	2,56	0,012	19,89	21,88	120,6	142,48
630	515,6	1957	336,47	1,61	0,011	5,99	6,59	120,6	128,19

**V.4.2.2. Calcul des frais d'exploitation****A. Puissance absorbée par la pompe :**

C'est la puissance fournie à pompe, définie comme suit :

$$P = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta}$$

Avec :

$\eta$ : Rendement de la pompe en (%) ;( $\eta = 80\%$ ).

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

g: Pesanteur ( $m/s^2$ ) ;( $g = 9,81 m/s^2$ ).

**B. Energie consommé par la pompe:**

$$E = P \times t \times 365 \text{ [KWh]}$$

Avec :

t : C'est le temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas  $t = 22 \text{ h}$ .

P : Puissance de la pompe en (KW).

**C. Frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E \times e \text{ [DA]}$$

Avec :

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

e : Prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ ; ( $e = 4,67 \text{ DA}$ ).

Les frais d'exploitation sont présentés dans le tableau **V.5** :

**Tableau V.5 :** calcul des frais d'exploitation

D (mm)	D int (mm)	Q (m3/s)	HMT (m)	Puissance (kw)	KWh annuels	prix du Kwh (DA)	frais d'exploitation (DA)
200	163,6	0,336	2696,23	11109,01	89205329,35	4,69	418372994,6
250	204,6	0,336	924,25	3808,09	30578970,92	4,69	143415373,6
315	257,8	0,336	362,02	1491,61	11977629,25	4,69	56175081,19
400	327,4	0,336	190,29	784,05	6295931,94	4,69	29527920,79
500	409,2	0,336	142,48	587,06	4714099,95	4,69	22109128,75
630	515,6	0,336	128,19	524,06	4208252,81	4,69	19736705,7

**V.4.2.3. Calcul des frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_{rc} \times A \text{ [DA]}$$

Avec :

$P_{rc}$  : Prix de la conduite en (DA).

A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

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

i : Taux d'annuité annuel ; i = 8%

n : Nombre d'années d'amortissement ; n = 30 ans.

$$A.N : A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 = 0,0888 \quad \Rightarrow \quad A = \mathbf{0,0888}$$

Les frais d'amortissement sont présentés dans le tableau **V.6** :

**Tableau V.6 :** calcul des frais d'amortissement en fonction du diamètre

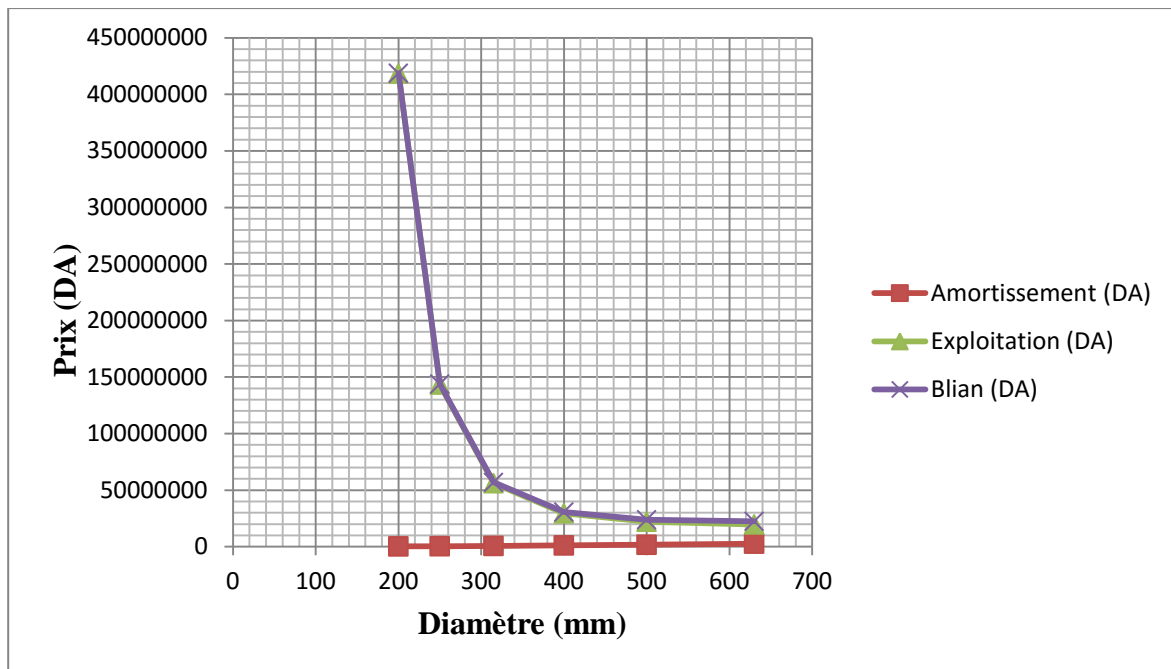
D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	A	frais d'amortissement (DA)
200	1650,84	1957	0,0888	286885,62
250	2595	1957	0,0888	450963,25
315	4093,57	1957	0,0888	711387,14
400	6698,74	1957	0,0888	1164117,76
500	10152,51	1957	0,0888	1764319,43
630	15738,79	1957	0,0888	2735112,11

**V.4.2.4. Bilan des coûts (Exploitation – Investissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau V.7 :

**Tableau V.7 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation**

D (mm)	Amortissement (DA)	Exploitation (DA)	Blian (DA)
200	286885,62	418372994,6	418659880,3
250	450963,25	143415373,6	143866336,9
315	711387,14	56175081,19	56886468,33
400	1164117,76	29527920,79	30692038,55
500	1764319,43	22109128,75	23873448,18
630	2735112,11	19736705,7	22471817,81



**Figure V.1 : Résultats de l'étude technico-économique**

Selon la combinaison des frais d'exploitation et d'amortissement, le bénéfice va au profit du diamètre Ø 630 dont la vitesse est de 1,08 m/s.

## V.5. Dimensionnement de la station de pompage

### V.5.1. Choix de la variante d'adduction par pompage et de l'emplacement de la station

Pour le choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage on doit respecter les étapes suivantes :

- ❖ Construire la station de pompage en prenant en considération les normes internationales dans ce domaine.
- ❖ Les lignes d'électricité doivent être placés le long de champ d'isolement des routes et des quartiers d'habitations.
- ❖ Il ne faut jamais construire la prise d'eau et la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones instables.
- ❖ Il faut prendre en considération la distance entre la station de pompage et les différents ouvrages urbains, une distance qui assure l'élimination des dangers provoqués par l'un au l'autre.
- ❖ Choisir le cheminement le plus court pour la conduite de refoulement pour réduire les pertes de charges ainsi que les travaux de terrassement.
- ❖ Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
  - Prévoir l'accès à tous les ouvrages.
  - Prévoir une plate forme avec un revêtement routier.
  - Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
  - Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

### V.5.2. Détermination de la hauteur d'élévation calculée

A partir du calcul du diamètre économique de conduite de refoulement, on a trouve :

$$HMT = 128 \text{ m}$$

$$Q_{eq} = 336,47 \text{ l/s} = 0,336 \text{ m}^3/\text{s}$$

### V.5.3. Choix de nombre de pompe

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max journalier, donc il faudra choisir un nombre de pompes qui assure un débit total égal à ce débit maximum.

Il faut aussi assurer le secours de la station, par une, ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne. Et puisque notre station à un objectif de première catégorie donc en prévoit une seule pompe de secours.

Les critères à respecter dans le choix sont :

- ❖ Nombre minimal de pompes.
- ❖ Le meilleur Rendement.
- ❖ NPSH requis minimal.
- ❖ Puissance absorbée minimale
- ❖ Le nombre de tours par min plus important.

Quant aux caractéristiques de chaque pompe, elles ont été calculées en se basant sur le logiciel « CAPRARI », les résultats sont insérés dans le tableau V.8, suivant :

**Tableau V.8 :** Variation pour le choix du nombre de pompes

N° variante	Type de la pompe	Type d'installation	Nbr de la pompe	Débit (l/s)	HMT (m)	P <sub>abs</sub> (KW)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	η (%)	N (tr/mi)
1	PM 150/7B	Pompes identiques en parallèle	3	336	128	615	7,96	66,7	1450
2	PM 150/5B	Pompes identiques en parallèle	4	336	128	549	3,31	79,2	1450
3	PM 150/5C	Pompes identiques en parallèle	5	336	128	559	2,4	78,4	1450

Source : Logiciel CAPRARI

Donc selon les critères au dessus :

La variante qui comprend le plus grand nombre des critères de choix est la variante 2 avec la pompe **PM 150/5 B** dont le nombre de pompe à utiliser est :

**4 Pompes + 1 pompes de secours.**



### V.5.4. Vérification du risque de la cavitation

Pour cela on doit déterminer la hauteur admissible d'aspiration.

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

$$(NPSH)_d = \frac{p_{at}}{\bar{w}} - \frac{P_v}{\bar{w}} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{p_{at}}{\bar{w}} - \frac{P_v}{\bar{w}} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)_r - 0,5$$

Donc : la longueur d'aspiration  $L_{asp} = 200m$

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{200 \times 4}{1000} = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{Et } \sum h_{asp}^{sing} = (0,10 \div 0,15) \sum h_{asp}^{lin}$$

$$\sum h_{asp}^{sing} = 0,15 \times 0,8 = 0,12 \text{ m}$$

**Calcul  $V_{asp}$  :**

A partir des caractéristiques de la pompe choisie donnés par **CAPRARI** :

$$d_a = 200 \text{ mm} \Rightarrow D_a = (1,2 \div 1,5) d_a \Rightarrow D_a = 300 \text{ mm}$$

Avec les conditions sur les vitesses :

$V_a = (0,7 \div 1) \text{ m/s}$	$D_a \leq 250 \text{ mm}$
$V_a = (1 \div 1,5) \text{ m/s}$	$250 < D_a < 800 \text{ mm}$
$V_a = (1,5 \div 1,8) \text{ m/s}$	$D_a > 800 \text{ mm}$

$$V_{asp} = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_a^2} = \frac{4 \times 0,085}{3,14 \times (0,3)^2} = 1,20 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2 \times g} = \frac{1,20^2}{2 \times 9,81} = 0,07 \text{ m}; \quad \frac{P_v}{\omega} = 0,2 \quad \text{À } 20^\circ \text{ c}$$

$$\text{Alors : } h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,2 - 0,92 - 0,07 - 3,31 - 0,5 = 5,33 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0,2 - 0,92 - 0,07 - 5,33 = 3,81 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } (NPSH)_d = 3,81 \text{ m} > (NPSH)_r = 3,31 \text{ m}$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation

**La cote d'aspiration sera donc :**

$$\nabla_{asp} = \nabla_{min} + h_{adm}^{asp} - 0,1$$

$$\nabla_{asp} = 662,20 + 5,33 - 0,1 = 667,43 \text{ m.}$$

### V.5.5. Choix du moteur électrique

Dans le choix du moteur électrique à mettre en marche on doit éveiller pour que les critères suivants doivent être respectés à savoir :

- ❖ La puissance absorbée de la pompe doit être respectée.
- ❖ Position de l'arbre de transmission.
- ❖ Vérification du nombre des tours de moteur, il doit être égale à  $\pm 200$  tr/min par rapport au nombre de tours de la pompe.
- ❖ On vérifie la tension d'alimentation du moteur.
- ❖ On prendra en considération la variation de la vitesse de la pompe ( $N_p$ ), pour cela la vitesse de rotation du moteur ( $N_m$ ) doit être égale à :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ (tr/min)} = 1450 + 200 = 1650 \text{ tr/min} \quad \Rightarrow \quad N_m = 1650 \text{ tr/min}$$

### V.5.6. Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique

La puissance du moteur électrique est calculée par la formule suivante :

$$P_{abs} = \frac{\bar{w} \times Q_{max} \times H_c \times K}{\eta_p \times \eta_{tr} \times \eta_m}$$

$\eta_{tr}$  : Rendement de transmission = 1 Pour l'accouplement direct.

$\eta_m$  : Rendement du moteur (0,92 – 0,95)

$\eta_p$  : Rendement de la pompe

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau suivant :

**Tableau V.9** : Variation du coefficient **K** en fonction de la puissance **P**

P (KW)	1÷2	2÷10	10÷50	50÷100	100÷200	>200
K	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

Pour  $P = 160 \text{ Kw} \Rightarrow K = 1,05$

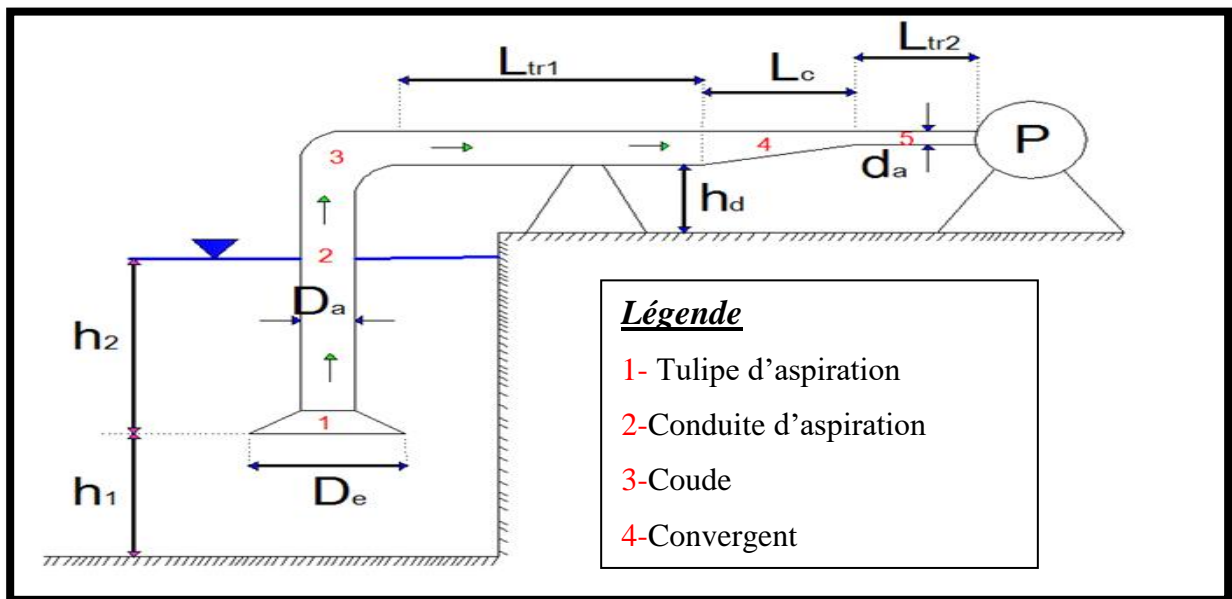
$$P_{abs} = \frac{9810 \times 0,085 \times 128 \times 1,05}{0,93 \times 1 \times 0,79} = 152537,6889 \text{ W} \quad \Rightarrow \quad P_{abs} = 152,5376889 \text{ Kw}$$

### V.5.7. Choix de l'équipement en amont et en aval des pompes

Selon l'importance de l'équipement des stations de pompage, on distingue l'équipement principal tel que : les pompes et moteurs principaux, robinets vannes, clapet anti-retour....etc.

L'équipement secondaire comporte : les pompes de drainage, système de refroidissement, pompe à vide....etc.

#### V.5.7.1. Equipement en amont



**Figure V.2 :** Schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe

Avec :

$L_{tr2}$  : Longueur de la tulipe d'aspiration ; ( $L_{tr2} = (3,5 \div 4) * (D_a - d_a)$ ).

$L_{tr1}$  : Longueur du tronçon avant et après le convergent ; ( $L_{tr1} \geq 2 * D_a$ ).

$d_a$  : Diamètre du tulipe d'aspiration ; ( $d_a = 200$  mm).

$D_a$  : Diamètre de la conduite d'aspiration ; ( $D_a = (1,2 \div 1,5) * d_a$ ).

$h_d$  : Hauteur de la butée portant la conduite ; ( $h_d = 0,3$  m pour  $D_a \leq 500$  mm).

$h_1$  : Hauteur de la tulipe d'aspiration du fond du puisard ; ( $h_1 \geq 0,8 * d_a$ ).

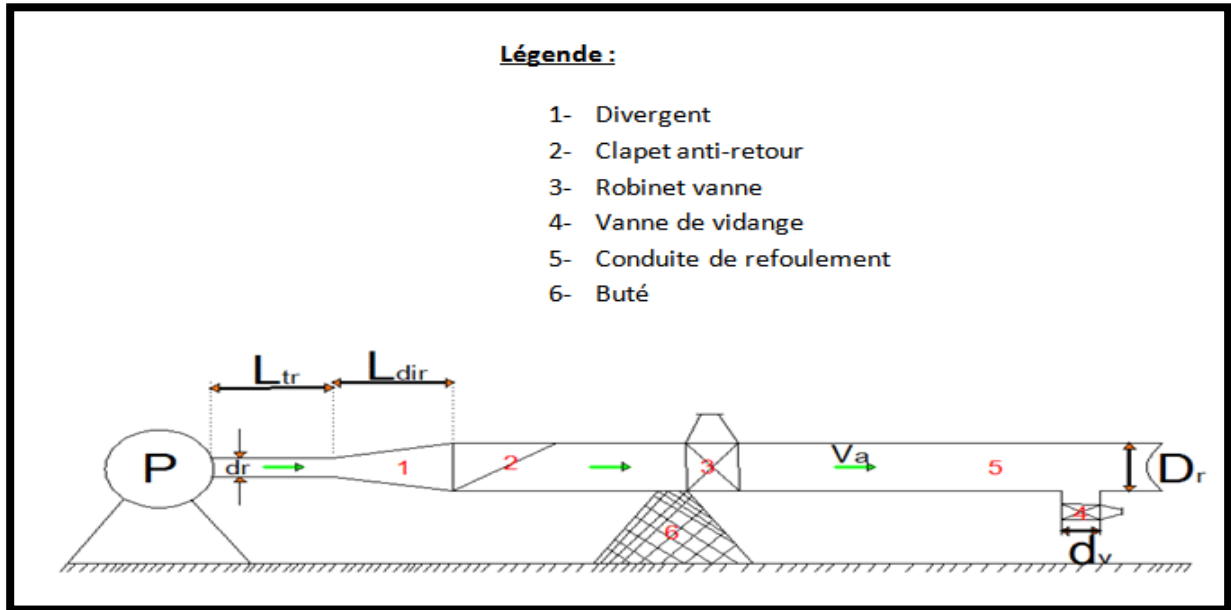
$h_2$  : Distance entre la tulipe d'aspiration et le plan d'eau ; ( $h_2 = 2 * d_a$ ).

$D$  : Espacement entre les tulipes d'aspiration ; ( $D = (1,5 \div 2) * d_a$ ).

**Tableau V.10 :** Les dimensions des équipements amont de la pompe

da (mm)	Da (mm)	L <sub>tr2</sub> (m)	L <sub>tr1</sub> (m)	h <sub>d</sub> (m)	h <sub>1</sub> (m)	h <sub>2</sub> (m)	D (m)
200	300	0.4	0.6	0.3	0.16	0.4	0.4

**V.5.7.2. Equipement en aval**



**Figure V.3 :** Schéma indicatif de l'équipement en aval de la pompe

Avec :

L<sub>tr</sub> : Longueur du tronçon venant avant et après la singularité ; (L<sub>tr</sub> ≥ 2\* Dr)

Dr : Diamètre (économique) de la conduite de refoulement.

L<sub>div</sub> : Longueur du divergeant ; (L<sub>div</sub> = (3,5 ÷ 4)\*(Dr - dr)).

dr : Diamètre du tulipe de refoulement (pompe).

**Tableau V.11 :** Les dimensions des équipements aval de la pompe

dr (mm)	Dr (mm)	L <sub>tr</sub> (m)	L <sub>div</sub> (m)
150	500	1	1,4

$$\text{On a: } V_r = \frac{4 \times Q_p}{\pi \times D_r^2} = \frac{4 \times 0,336}{3,14 \times (0,63)^2} = 1,08 \text{ m/s} \Rightarrow V_r = 1,08 \text{ m/s} \text{ vitesse admissible}$$

### V.5.8. Rendement de la station de pompage

Le rendement de la station de pompage est donnée par :

$$\eta_{sp} = \eta_p \times \eta_m \times \eta_{tr} \times \eta_{re}$$

$\eta_{sp}$ : Rendement de la station de pompage.

$\eta_p$ : Rendement de la pompe choisie ;  $\eta_p = 79\%$

$\eta_m$ : Rendement de moteur ;  $\eta_m = 0,93$

$\eta_{tr}$ : Rendement de transmission  $\eta_{tr} = 1$ .

$\eta_{re}$ : Rendement de réseau électrique  $\eta_{re} = 0.99$ .

Donc :  $\eta_{sp} = 0,79 * 0,93 * 1 * 0,99 = 0,73$        $\eta_{sp} = 73 \%$

### V.5.9. Bâtiment de la station de pompage

Le type de construction de la station de pompage est déterminé en prenant en considération plusieurs paramètres :

- ❖ Mode de raccordement du bâtiment à la prise d'eau.
- ❖ Variation de plan d'eau d'aspiration.
- ❖ Type de matériaux de construction du bâtiment et sa disponibilité.
- ❖ Conditions géologiques et hydrologiques.
- ❖ Type des moteurs et pompes utilisés.

On distingue six types de bâtiment de la station de pompage :

- ❖ Bâtiment type bloc.
- ❖ Bâtiment type bache-sèche.
- ❖ Bâtiment type bache mouillé avec une pompe noyée
- ❖ Bâtiment type bache mouillé avec une pompe dénoyée
- ❖ Bâtiment type de surface
- ❖ Bâtiment type semi-enterré.

#### V.5.9.1. Dimensionnement du bâtiment

##### A. La hauteur du bâtiment :

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plate forme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques). Il est recommandé de prendre la hauteur de station de pompage normalisée.

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_9 + h_8$$

Avec :

**h<sub>5</sub>** : Distance vertical ;(  $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{réserve}}$ ).

**h<sub>p</sub>**: hauteur de la pompe ; ( $h_p = 941 \text{ mm}$ ).

**h<sub>socle</sub>** : hauteur du socle ; ( $h_{\text{socle}} = (0,3 - 0,5) \text{ m}$ ).

**h<sub>réserve</sub>** : hauteur de sécurité ;( $h_{\text{réserve}} = 0,5 \text{ m}$ )

**h<sub>6</sub>** : hauteur réservée à l'homme ;( $h_6 = 2,2 \text{ m}$ ).

**h<sub>7</sub>** : hauteur du chariot ;( $h_7 = 0,3 \text{ m}$ ).

**h<sub>8</sub>** : hauteur profilée ;( $h_8 = 0,8 \text{ m}$ ).

**h<sub>9</sub>** : hauteur de sécurité ;( $h_9 = 0,5 \text{ m}$ ).

Donc :  $h_5 = 0,941 + 0,5 + 0,4 = 1.841 \text{ m}$

$H_b = 1,841 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,641 \text{ m}$

**$H_b = 5.64 \text{ m}$**

On prend comme une hauteur de bâtiment  **$H_b = 6 \text{ m}$**

### B. Largeur du bâtiment :

La largeur du bâtiment est donnée par la relation suivante :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4$$

**l<sub>1</sub>** : Distance entre le mur et le premier organe; ( $l_1 = (20 \div 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ ).

**l<sub>2</sub>** : Distance entre les tubulures ;( $l_2 = (15 \div 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$ ).

**l<sub>3</sub>** : Longueur des accessoires a l'aspiration.

**l<sub>4</sub>** : Longueur des accessoires au refoulement.

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{ta} + l_c + l_{div} + l_j$$

**l<sub>p</sub>** : Longueur de la pompe ; ( $l_p = 2760 \text{ mm} = 2,76 \text{ m}$ ).

**l<sub>tr</sub>** : Longueur de tubulure de refoulement = 1 m.

**l<sub>ta</sub>** : Longueur de tubulure d'aspiration = 0,6 m.

**l<sub>c</sub>** : Longueur de convergent = 0,4 m.

**l<sub>div</sub>** : Longueur de divergent = 1,4 m.

**l<sub>j</sub>** : Longueur des joints = 0,5 m.

Donc :  **$l_3 + l_4 = 6,66 \text{ m}$** . C.-à-d. :  **$l_b = 7,11 \text{ m}$** .

On prend comme largeur de bâtiment une largeur normalise qui est égale à **8 m**.

**C. Longueur du bâtiment :**

$$L_b = (n_p \times L) + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p$$

Avec :

$n_p$  : Nombre de pompes : ( $n_p = 5$ ).

$L_{int}$  : Distance entre 2 deux pompes voisines= 1m

$L_{pf}$  : Longueur de la plate-forme de montage= 6 m

$L_r$  : Longueur de l'armoire électrique= 3.2 m

$L_p$  : Longueur du bureau du personnel.  $L_p = 5m$

$L$  : Longueur de la pompe=2,76 m.

La longueur du bâtiment est donc :

$$L_b = (5 \times 2,76) + 1 + 6 + 3.2 + 5 = 29m.$$

On prend comme longueur normalise  $L_b = 29m$ .

**V.6. Dimensionnement du réservoir de distribution**

Le réservoir projeté est du type surélevé de forme circulaire ayant un rôle de régulation afin d'assurer les pressions nécessaires sur l'ensemble du réseau.

**V.6.1. Détermination les caractéristiques du réservoir**

- ❖ Hauteur d'eau du réservoir .....6 m.
- ❖ Cote terrain naturel au niveau du site du réservoir.....770,50 m.
- ❖ Cote radier du réservoir (surélevé).....776 m.
- ❖ Revanche au niveau du réservoir.....0,8 m.
- ❖ Cote d'arrivée d'eau au niveau du réservoir.....782, 80 m.
- ❖ Le volume du réservoir est calculé comme suit :

$$V = V_{reg} + V_{inc} + V_{lavage}$$

Avec :

$$V_{reg} = (10 \div 15)\% \cdot Q_{max} = 0,15 \times 0,336 \times 2 \times 3600 = 362,88 \text{ m}^3$$

$$V_{lavage} = (2 \div 8)\% \cdot Q_{max} = 0,08 \times 0,336 \times 2 \times 3600 = 193,54 \text{ m}^3$$

$$V = 362,88 + 193,54 + 100 = 656.42 \text{ m}^3 \Rightarrow V = 700 \text{ m}^3$$

- ❖ Le diamètre du réservoir est calculé comme suit :

$$S = \frac{V}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

Avec:

S : Section du réservoir (m<sup>2</sup>).

V<sub>n</sub> : Capacité normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>).

h : Hauteur utile optimale d'eau (m) ; 3 < h < 8 m.

D : Diamètre de la cuve(m).

$$\text{Donc : } D = \sqrt{\frac{4 \times 700}{\pi \times 6}} = 12,19 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{D = 13000 \text{ mm}}$$

## V.7. Dimensionnement du réseau de distribution

Le dimensionnement du réseau est établi sur la base du débit caractéristique et de la superficie couverte par une borne d'irrigation ou une conduite d'amenée.

### V.7.1. Caractéristiques des conduites du réseau de distribution gravitaire

#### V.7.1.1. Choix du type de matériau

Le choix du matériau est l'un des compromis entre critères à voir :

- ❖ La satisfaction des conditions hydrauliques (débit, pression).
- ❖ L'intérêt économique.
- ❖ La disponibilité sur le marché local.
- ❖ Type de sol.

#### A. Conduite en fonte :

Présentent plusieurs avantages :

- ❖ Bonne résistance aux forces internes.
- ❖ Bonne résistance à la corrosion.
- ❖ Très rigides et solides.
- ❖ L'inconvénient est que les tuyaux en fonte sont très lourds, et sont relativement chers.

#### B. Conduite en acier :

Présentent plusieurs avantages :

- ❖ Les conduites en acier sont plus légères que les conduites en fonte, d'où l'économie sur le transport et la pose.
- ❖ Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement).

Leur inconvénient est :

- ❖ La corrosion.



### C. Conduite en PEHD :

Elles sont les plus utilisées car elles présentent des avantages importants

- ❖ Bonne résistance à la corrosion.
- ❖ Une pose de canalisation facile.
- ❖ Leur coût est relativement faible.
- ❖ Disponible sur le marché.

Leur inconvénient est :

- ❖ Le risque de rupture dans le cas d'une mauvaise soudure.

#### V.7.2. Vitesse admissible

La fixation d'un seuil de vitesse admissible dans les conduites, permet outre l'introduction d'un seuil raisonnable de diamètre maximum, un compromis technique:

- ❖ De faire une économie sur le coût des canalisations.
- ❖ D'éviter les risques entrainés par des vitesses importantes (risque d'érosion) et les vitesses faibles (risque de dépôts solides).

La vitesse admissible est choisie entre 0,5 m/s, comme vitesse minimale, et 2,5 m/s comme vitesse maximale.

#### V.7.3. Calcul des diamètres

Le calcul des diamètres est réalisé sur la base des débits véhiculés par le tronçon de conduite, et les vitesses.

La formule de " LABYE " nous donne une approche du diamètre économique qu'on normalise

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} \times 1000$$

Avec :

Q : Débit en (m<sup>3</sup>/s).

D : Diamètre en (mm).

V : Vitesse qui donne le diamètre économique ; (V = 1,2 m/s).

### V.7.4. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge unitaires, ont été définies par la formule de LECHAPT et CALMON, elle est donnée par l'expression suivante :

$$h_{pu} = \frac{L \times Q^M}{D^N} \times C$$

Avec :

$h_{pu}$  : Perte de charge unitaire en (mm/m).

$Q$  : Débit en (m<sup>3</sup>/s).

$D$  : Diamètre de la conduite considérée.

$L$ ,  $M$  et  $N$  : Paramètres en fonction de la rugosité absolue ( $K_s$ ) des canalisations.

$C$  : Coefficient compris une majoration de 10% pour les pertes de charge singulière.

$$J = \frac{L \times Q^M}{D^N}$$

**Tableau V.12** : Les paramètres de perte de charge

<b>K (mm)</b>	<b>L</b>	<b>M</b>	<b>N</b>
0,1	1,2	1,89	5,01
0,5	1,4	1,96	5,19
1	1,6	1,975	5,25

Dans notre cas, les conduites seront en PEHD.

Pour une conduite en PEHD, on a les caractéristiques suivantes : La rugosité équivalente  $K=0.1$  mm, donc :  $L=1,2$   $M=1,89$   $N=5,01$ .

Nous avons estimé la vitesse dans la conduite égale à 1.2 m/s.

Tableau VI.13 : Calculs hydrauliques du réseau de distribution

N° des tronçons	N° des piq	Longueur du tronçon - m-	Longueur du tronçon -km-	Débit (l/s)	Débit (m3/s)	Diamètre calculé (mm)	Diamètre Nor (mm)	Vitesse (m/s)	Pdc lineair (m)	Pdc total (m)	C.T.N (m)	C.peiz (m)	pressio n (m)	Pression (bar)
CP1	Res-A1	15,5	0,0155	336,48	0,336	597,7	630	1,09	0,024	0,026	771,15	775,97	4,82	0,48
	A1-S6	7,7	0,0077	89,63	0,089	308,5	315	1,15	0,032	0,035	771,11	775,94	4,83	0,48
	S6-B1	105	0,105	61,60	0,062	255,7	315	0,79	0,212	0,233	759,87	775,71	15,84	1,58
	B1-B2	58	0,058	56,62	0,057	245,2	250	1,15	0,318	0,349	753,51	775,36	21,85	2,18
	B2-A2	287	0,287	51,07	0,051	232,8	250	1,04	1,294	1,423	731,13	773,93	42,80	4,28
	A2-B3	193	0,193	30,87	0,031	181	200	0,98	1,027	1,130	725,46	772,80	47,34	4,73
	B3-A3	271	0,271	25,28	0,025	163,8	200	0,81	0,989	1,088	716,1	771,72	55,62	5,56
	A3-B4	64	0,064	15,64	0,016	128,9	160	0,78	0,288	0,317	717,38	771,39	54,02	5,40
B4-B5	413	0,413	8,51	0,009	95,1	110	0,89	3,849	4,233	710,11	767,16	57,05	5,71	
CS1	S6-B6	67	0,067	28,03	0,028	172,5	200	0,89	0,297	0,327	763,2	775,61	12,41	1,24
	B6-A4	111	0,111	20,52	0,021	147,6	160	1,02	0,835	0,919	755,26	774,69	19,43	1,94
	A4-B7	60	0,06	13,53	0,014	119,9	125	1,10	0,708	0,779	755,32	773,91	18,59	1,86
	B7-B8	307	0,307	7,49	0,008	89,2	90	1,18	6,141	6,755	736	767,16	31,16	3,12
CS1-1	A4-B9	54	0,054	6,98	0,007	86,1	90	1,10	0,945	1,041	756,52	773,65	17,13	1,71
CS2	A2-B10	166	0,166	20,20	0,020	146,4	160	1,01	1,212	1,334	728	772,59	44,59	4,46
	B10-A2'	8	0,008	10,85	0,011	107,3	125	0,88	0,062	0,068	727,93	772,53	44,60	4,46
	A2'-B11	167	0,167	5,58	0,006	76,9	90	0,88	1,914	2,105	728,07	770,43	42,36	4,24
CS2-1	A2'-B12	188	0,188	5,27	0,005	74,8	75	1,19	4,826	5,308	713,9	767,22	53,32	5,33
CS3	A3-B13	202	0,202	9,64	0,009	101,2	110	1,01	2,382	2,620	721,4	769,09	47,69	4,77
CP2	Res-A1	15,5	0,0155	336,48	0,336	597,7	630	1,08	0,024	0,026	771,15	775,97	4,82	0,48
	A1-B14	130	0,13	246,85	0,247	511,9	500	1,26	0,357	0,393	750	775,58	25,58	2,56
	B14-B15	336	0,336	242,36	0,242	507,2	500	1,23	0,892	0,981	749	774,59	25,59	2,56
	B15-B16	102	0,102	235,83	0,235	500,3	500	1,20	0,257	0,283	755	774,32	19,32	1,93
	B16-B17	211	0,211	229,12	0,229	493,2	500	1,17	0,503	0,554	755	773,76	18,76	1,88
	B17-A5	198	0,198	221,69	0,221	485,1	500	1,13	0,444	0,488	752,39	773,27	20,88	2,09

Tableau VI.13 : Calculs hydrauliques du réseau de distribution

N° des tronçons	N° des piq	Longueur du tronçon -m-	Longueur du tronçon -km-	Débit (l/s)	Débit (m3/s)	Diamètre calculé (mm)	Diamètre Nor (mm)	Vitesse (m/s)	Pdc lineair (m)	Pdc total (m)	C.T.N (m)	C.peizo (m)	pressio n (m)	Pression (bar)
CP2	A5-A6	376,5	0,3765	214,30	0,214	476,9	500	1,09	0,792	0,871	745,29	772,40	27,11	2,71
	A6-B18	4	0,004	190,25	0,190	449,4	500	0,97	0,006	0,007	745,3	772,39	27,09	2,71
	B18-A6'	8	0,008	183,47	0,183	441,3	500	0,93	0,013	0,014	745,33	772,38	27,05	2,71
	A6'-B19	2	0,002	166,9	0,167	421,1	500	0,85	0,003	0,003	745,35	772,38	27,03	2,70
	B19-A7	577	0,577	158,36	0,158	410	500	0,81	0,685	0,754	747	771,63	24,63	2,46
	A7-B20	2	0,002	138,27	0,138	383,1	400	1,10	0,006	0,006	747,01	771,62	24,61	2,46
	B20-B21	457	0,457	130,11	0,130	371,6	400	1,04	1,145	1,259	751,7	770,36	18,66	1,87
	B21-A8	307	0,307	121,31	0,121	358,9	400	0,97	0,674	0,741	751,33	769,62	18,29	1,82
	A8-B22	34	0,034	41,19	0,041	209,1	250	0,84	0,102	0,112	753,45	769,51	16,06	1,61
	B22-B23	8	0,008	38,54	0,039	202,3	250	0,79	0,0212	0,023	753,45	769,48	16,03	1,60
	B23-B24	343	0,343	31,23	0,031	182,1	200	0,99	1,866	2,053	746,08	767,43	21,35	2,13
	B24-B25	259	0,259	24,91	0,025	162,6	200	0,79	0,919	1,012	737	766,42	29,42	2,94
	B25-B26	263	0,263	17,73	0,018	137,2	160	0,88	1,502	1,652	727,27	764,77	37,49	3,75
B26-B27	278	0,278	9,63	0,009	101,1	110	1,01	3,272	3,599	723,93	761,17	37,24	3,72	
CS4	A5-B28	425	0,425	7,39	0,007	88,6	90	1,16	8,291	9,119	757	764,15	7,15	0,72
CS5	A6-B29	348	0,348	24,05	0,024	159,8	200	0,77	1,156	1,272	751,5	771,13	19,63	1,96
	B29-B30	255	0,255	14,53	0,015	124,2	125	1,18	3,444	3,788	754,92	767,34	12,42	1,24
	B30-B31	263	0,263	6,95	0,007	85,9	90	1,09	4,574	5,031	755,42	762,31	6,89	0,69
CS6	A6'-B32	301	0,301	16,47	0,016	132,2	160	0,82	1,496	1,645	737,57	770,74	33,17	3,32
	B32-B33	8	0,008	6,12	0,006	80,6	90	0,96	0,109	0,120	737,21	770,62	33,41	3,34
CS7	A7-B34	257	0,257	20,09	0,020	146,1	160	0,10	1,858	2,044	751,15	769,58	18,43	1,84
	B34-B35	144	0,144	10,19	0,010	104,1	110	1,07	1,888	2,076	756,33	767,50	11,17	1,12
CS8	A8-B36	363	0,363	80,11	0,080	291,6	315	1,03	1,204	1,324	743	768,29	25,29	2,53
	B36-A9	24	0,024	74,49	0,075	281,2	315	0,96	0,069	0,076	742,97	768,22	25,25	2,52
	A9-B37	54	0,054	63,18	0,063	258,9	315	0,81	0,114	0,126	741,63	768,09	26,46	2,65

Tableau VI.13 : Calculs hydrauliques du réseau de distribution

N° des tronçons	N° des piq	Longueur du tronçon - m-	Longueur du tronçon -km-	Débit (l/s)	Débit (m3/s)	Diamètre calculé (mm)	Diamètre Nor (mm)	Vitesse (m/s)	Pdc linéair (m)	Pdc total (m)	C.T.N (m)	C.peizo (m)	pression (m)	Pression (bar)
CS8	B37-B38	111	0,111	59,34	0,059	250,9	315	0,76	0,209	0,229	735	767,86	32,86	3,29
	B38-A10	326	0,326	53,94	0,054	239,3	315	0,69	0,512	0,563	730,35	767,29	36,95	3,69
	A10-B39	2	0,002	44,16	0,044	216,52	250	0,90	0,007	0,008	730,26	767,29	37,03	3,70
	B39-A11	377	0,377	38,43	0,038	201,9	250	0,78	0,993	1,092	723,44	766,19	42,76	4,28
	A11-B40	88	0,088	30,84	0,031	180,9	200	0,98	0,468	0,514	722	765,69	43,69	4,37
	B40-B41	268	0,268	26,73	0,027	168,4	200	0,85	1,087	1,195	724,57	764,49	39,92	3,99
	B41-B42	8	0,008	17,77	0,018	137,4	160	0,88	0,046	0,050	724,73	764,44	39,71	3,97
	B42-B43	19	0,019	11,75	0,012	111,7	125	0,96	0,172	0,189	724,76	764,25	39,49	3,95
	B43-B44	147	0,147	5,69	0,006	77,7	90	0,89	1,747	1,922	718,96	762,33	43,37	4,34
CS8-1	A9-B45	44	0,044	11,30	0,011	109,5	110	1,19	0,701	0,771	742	767,45	25,45	2,54
CS8-2	A10-B46	9	0,009	9,78	0,009	101,9	125	0,80	0,057	0,063	730,49	767,24	36,75	3,67
	B46-B47	169	0,169	4,86	0,005	71,9	75	1,10	3,727	4,101	734,38	763,14	28,76	2,88
CS8-3	A11-B48	92	0,092	7,59	0,008	89,8	90	1,19	1,887	2,075	724,66	764,12	39,46	3,95

**Remarque :**

D'après les calculs exposés dans le tableau V-13, on voit que la variante choisie avec station de pompage-réservoir permet d'obtenir des pressions aux bornes très satisfaisantes, et permet l'implantation de plusieurs systèmes d'irrigation.

## **V.8. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons étudié le système d'adduction du périmètre d'Ain-Makhlouf situé dans la wilaya de Guelma. Le périmètre est découpé en 48 ilots, et comporte 48 bornes.

Le réseau d'adduction projeté est mixte avec un refoulement par pompage et une desserte gravitaire.

Cette phase de calcul nous a permis :

- ❖ De calculer le réseau d'adduction qui est constitué d'une conduite de refoulement en diamètre 630 mm.
- ❖ De projeter le réseau de distribution, du réservoir vers les bornes d'irrigation à travers un système de canalisation en PEHD.
- ❖ De s'assurer des pressions des bornes, qui sont nécessaires à toute projection d'un réseau d'irrigation, ce qui permet d'utiliser plusieurs systèmes d'irrigation même les plus exigeants en pression (tel que l'aspersion) et de diversifier les cultures pour de meilleurs rendement.



# **CHAPITRE VI**



**Etude des techniques  
d'irrigation**



## **Chapitre VI : Etude des Techniques d'Irrigation**

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

L'irrigation est l'opération consistant à apporter artificiellement de l'eau à des végétaux cultivés pour en augmenter la production, et permettre leur développement normal en cas de déficit d'eau induit par un déficit pluviométrique, un drainage excessif ou une baisse de nappe, en particulier dans les zones arides.

On peut distinguer plusieurs techniques et systèmes d'irrigation, qui se sont développées à travers le monde et les civilisations.

### **VI.2. Les techniques d'irrigation**

#### **VI.2.1. Irrigation de surface**

Les irrigations de surface recouvrent l'ensemble des techniques d'irrigation où l'eau disponible en tête de parcelle est répartie sur le terrain à irriguer par un écoulement gravitaire de surface, ne nécessitant aucun aménagement adéquat du sol.

On classe généralement les différentes techniques d'irrigation de surface en trois groupes principaux (**Ollier & Poirée, 1983**): irrigations par submersion, irrigations par ruissellement, irrigations par rigoles d'infiltration.

##### **A. L'irrigation par ruissellement :**

Cette méthode consiste à faire couler l'eau sur la surface du sol qui s'y infiltre verticalement. On laisse l'eau s'écouler le temps qu'il faut pour le sol puisse s'humecter jusqu'à la profondeur de la couche active.

##### **B. l'irrigation par submersion :**

Elle se pratique en recouvrant le sol avec une couche d'eau épaisse qui séjournera le temps nécessaire par la quelle s'infiltre à la profondeur utile. Cette profondeur est fonction des besoins nécessaire pour la croissance des plantes.

Cette méthode reste valable dans le cas des terrains perméable et de pente inférieure à 2 %.

L'eau coule dans les fossés, rigoles ou raies et s'infiltre latéralement dans le sol jusqu'aux racines des plantes.



**a) Les avantages de l'irrigation de surface :**

- ❖ Les investissements pour l'équipement sont peu élevés.
- ❖ Pas de dépense pour la mise sous pression de l'eau.
- ❖ Possibilité de lessivage sans risques d'érosion.

**b) Les inconvénients de l'irrigation de surface :**

- ❖ Pertes importantes d'eau.
- ❖ Temps d'irrigation important.
- ❖ Nécessité de nivellement du terrain.
- ❖ Main d'œuvre importante.

**VI.2.2. Irrigation par pivot**

Le pivot est une machine d'irrigation automatique arrosant un cercle actionné par l'énergie électrique, l'eau est distribuée par des travées alignées bout à bout et tournant de manière synchronisée autour d'un point central.



**Figure. VI.1** : l'irrigation par pivot

**a) Les avantages de l'irrigation par pivot :**

- ❖ Permet de reproduire au mieux la pluie.
- ❖ Adaptée au terrain en relief accidenté (en pente ou vallonné).
- ❖ Evite tout ruissellement et dégradation du sol.
- ❖ Permet de lutter très efficacement contre le gel.
- ❖ Permet une économie d'eau important particulièrement pour la région aride et semi-aride.
- ❖ Adapté au sol léger très perméable.
- ❖ Assure une répartition homogène de l'eau d'irrigation.
- ❖ Assure une meilleure oxygénation de l'eau d'irrigation.

**b) Les inconvénients de l'irrigation par pivot :**

- ❖ Répartition défectueuse de l'eau par grand vent.
- ❖ Difficulté d'arroser l'angle en parcelles rectangulaire.
- ❖ Dépense d'énergie.
- ❖ Frais d'établissement élevé.

**VI.2.3. Irrigation par aspersion**

L'irrigation par aspersion est la technique d'arrosage par laquelle l'eau est fournie aux plantes sous forme de pluie artificielle, grâce à l'utilisation d'appareils d'aspersion alimentés en eau sous pression (**Clément & Galland, 1979**).

Cette technique d'irrigation présente une excellente efficacité située entre 55 - 85 %, essentiellement en fonction de la maîtrise technique des irrigants.

L'irrigation par aspersion est utilisée pour l'arrosage des cultures les plus diverses : fourragères, maraîchères, céréales, vergers, vigne, etc....

Les techniques d'arrosage appliquées en irrigation par aspersion dépendent du matériel utilisé. Elles se divisent en deux grandes catégories :

- ❖ L'aspersion simple (rampes perforées, asperseurs, canons)
- ❖ Les machines à irriguer (rampes frontales, pivots, enrouleurs, etc. ....)



Figure VI. 2: l'irrigation par aspersion.

**a) Les avantages de l'irrigation par aspersion :**

- ❖ Ne nécessite aucun aménagement préalable de la surface à irriguer.
- ❖ Provoque une forte oxygénation de l'eau projetée en pluie.
- ❖ Economie d'eau.
- ❖ Favorise les conditions ambiantes.
- ❖ Possibilité d'automatisation du système d'irrigation.
- ❖ Nécessite moins de mains d'œuvres.

**b) Les inconvénients de l'irrigation par aspersion :**

- ❖ Coût élevé (prix d'achat du matériel très important).
- ❖ Tassement du sol.
- ❖ Favorise le développement des mauvaises herbes.
- ❖ Le déplacement des conduites après arrosage peut être difficile.
- ❖ L'homogénéité de l'arrosage est dégradée si la vitesse de vent est importante.
- ❖ En cas d'utilisation des eaux salées, il y'aura danger pour le feuillage.

### VI.2.4. Irrigation localisée (goutte à goutte)

L'irrigation localisée apporte l'eau nécessaire directement au pied des végétaux. Ce sont des systèmes très utilisés en maraichage, en arboriculture et en horticulture. Le plus connu de ces principes est sans doute le «goutte à goutte », d'autres systèmes existent également tels que les tubes poreux alignés sur le sol ou mini-asperseurs. Ces derniers sont utilisés notamment en arboriculture (Mekki, 1988). L'eau est acheminée aux cultures au moyen de tuyaux munis de goutteurs et s'écoule par ceux-ci sous forme de gouttes avec un faible débit.

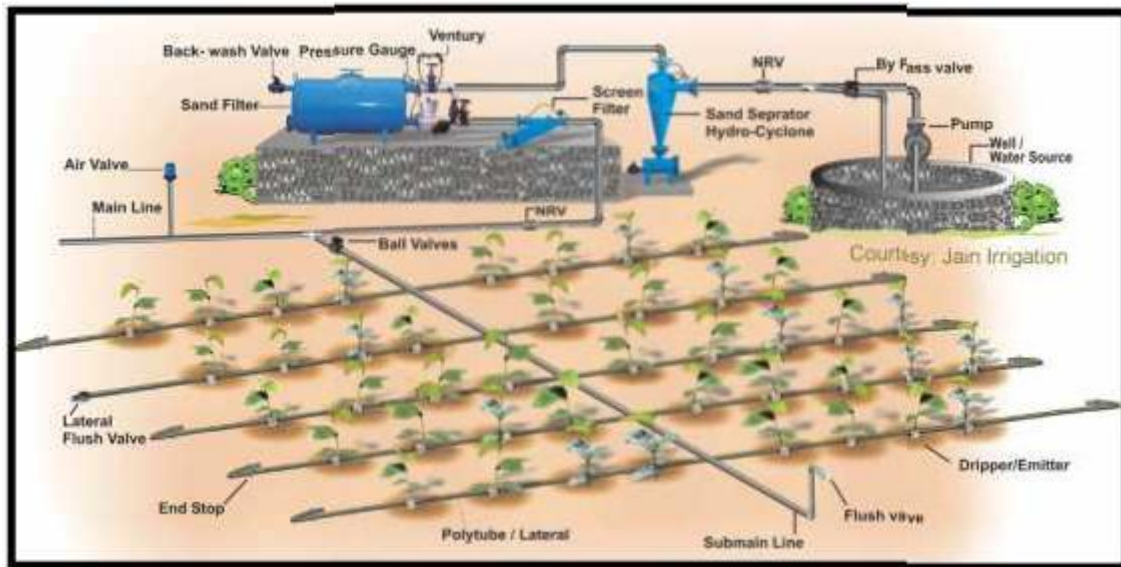


Figure VI.3 : Schéma type d'un réseau d'irrigation en goutte à goutte

#### a) Les Avantages de la technique de la goutte à goutte :

- ❖ Meilleur développement des cultures dû à l'humidification permanente de la couche active de sol.
- ❖ Economie d'eau et de la main d'œuvres (système fixe).
- ❖ Réduction des mauvaises herbes.
- ❖ Réduction de l'évaporation.
- ❖ Economie d'engrais.
- ❖ Possibilité d'automatisation.

#### b) Les inconvénients de la goutte à goutte :

- ❖ Coût très élevé du matériel.
- ❖ Risque d'obstruction des goutteurs.
- ❖ Nécessité d'une main d'œuvres spécialisés.
- ❖ Apte seulement pour les cultures en ligne (arboricoles et maraîchères).

### **VI.3. Choix de la technique d'arrosage**

Plusieurs facteurs entrent en considération pour le choix des techniques d'irrigation et en particulier :

- ❖ Topographie (pente du terrain à irriguer, relief, géométrie de la parcelle)
- ❖ Ressource en eau (quantité, qualité, débit dont on dispose)
- ❖ Nature du sol (perméabilité)
- ❖ Nature des cultures
- ❖ Facteurs économiques
- ❖ Rentabilité de l'opération

### **VI.4. Conclusion**

En tenant compte des conditions climatiques de la région d'étude, de la nature du sol, de l'aptitude culturale et du volume d'eau disponible ; on peut choisir les techniques d'irrigation par aspersion et par goutte à goutte, ces deux techniques présentent beaucoup d'avantage par rapport à la technique d'irrigation de surface, qui exigent des volumes d'eau importants, et aboutissent à des rendements agricoles faibles.

Donc pour l'irrigation des cultures (céréalières et fourragères) on opte pour l'irrigation par aspersion, pour l'arboriculture et certaines cultures maraichères on opte pour l'irrigation goutte-à-goutte.

---

# **CHAPITRE VII**

## **Dimensionnement à la parcelle**

---

## Chapitre VII : Dimensionnement à la Parcelle

### VII.1. Introduction

L'irrigation à la parcelle présente des phases de calculs prenant en considération plusieurs facteurs : pédologiques agronomiques et hydrauliques.

Dans ce chapitre, on va faire le point sur les démarches préalables pour le calcul des installations d'irrigation à la parcelle, que ce soit pour l'irrigation localisée (goutte à goutte) ou l'aspersion, et les calculs vont être portés sur une parcelle type.

### VII.2. Les procédés d'irrigation

Les procédés d'irrigation qu'on peut appliquer dans le périmètre d'Ain-Makhlouf sont :

- ❖ Irrigation par aspersion.
- ❖ Irrigation localisée goutte à goutte.

### VII.3. Dimensionnement d'un système d'irrigation par aspersion

L'installation d'un système à mode d'aspersion semi-mobile comprenant des canalisations principales fixes et des rampes mobiles. De ce fait on prend un ilot qui va servir de modèle pour tous les autres.

#### VII.3.1. Données générales

- ❖ **Choix de la culture** : étant donné les cultures mises en places et très appréciées dans la région, nous avons choisi l'irrigation de Haricot par aspersion.
- ❖ **Choix de l'ilot** : nous avons choisi l'ilot N°26 qui s'étend sur une superficie égale 7,64 ha, qui dispose d'une pression aux bornes de 3,8 bars.
- ❖ **Temps de travail** : 22 heures par jours, 26 jours par mois.
- ❖ **Besoins en eau de pointe** : 163 mm/mois.
- ❖ **Perméabilité du sol** : le sol est de type argileux avec une perméabilité en estimée à :  $K = 7 \text{ mm/h}$ .
- ❖ **Dose pratique : RFU** : elle est calculée comme suit :

$$\text{RFU} = Y \cdot (H_{cc} - H_{pf}) \cdot D_a \cdot Z$$

Avec :

Y : Degré de tarissement ; ( $Y = 2/3$ ).

Da : Densité apparente ; ( $Da = 1,35$ ).

Z : profondeur d'enracinement en (mm) ; ( $Z = 700$  mm).

Hcc : Humidité à la capacité au champ ; ( $Hcc = 33\%$ ).

Hpf : Humidité au point de flétrissement ; ( $Hpf = 17\%$ ).

**A.N : RFU =  $(2/3) \cdot (0,33 - 0,17) \cdot 1,35 \cdot 700 = 100,8$  mm**

### VII.3.2. Le diamètre de l'ajutage

La perméabilité du sol  $K = 7$  mm/h.

On pose  $P \leq K$  tel que P : Pluviométrie de la buse.

Le diamètre de la buse est calculé par la relation suivant :

$$P = \frac{1,5 \times d}{1,04}$$

$$\text{D'où : } d = \frac{1,04 \times p}{1,5} = \frac{1,04 \times 7}{1,5} = 4,85 \text{ mm}$$

D'après la fiche technique d'un arroseur de type PERROT (Annexe 4), le diamètre de la buse normalisé le plus proche est de **4,8 mm**.

### VII.3.3. La portée du jet

La portée du jet est calculée par l'équation suivant :

$$L = 3 \times d^{0,5} \times h^{0,25}$$

Avec :

d : Diamètre de la buse (mm).

h : Pression à la buse (30 m).

$$L = 3 \times (4,8)^{0,5} \times (30)^{0,25} = 15,38 \text{ m.}$$

Comme cette formule demande encore plus de précision on va prendre la valeur du catalogue figure annexe (4), pour le diamètre de la buse de 4,8 mm et une pression de 3 bars la portée est de **16 m**.



### VII.3.4. Ecartements entre les rampes et arroseurs

Les normes recommandent l'écartement maximum suivant :

E<sub>l</sub> entre les lignes d'arrosage : 1,25 à 1,02 L.

E<sub>a</sub> entre les arroseurs sur la rampe : 0,8 à 0,5 L.

Les valeurs maximales correspondent à des conditions de vent peu violent (< 10 km/h).

Les valeurs minimales à des conditions correspondent à des conditions de vitesse du vent assez dures (> 15 km/h)

Donc on prend des valeurs suivant :

$$\diamond E_l = 1,25 \times 15,38 = 19,23 \text{ m}$$

$$\diamond E_a = 0,8 \times 15,38 = 12,30 \text{ m}$$

On prend les valeurs normalisées des écartements qui sont donc :

**E<sub>l</sub> = 18 m, E<sub>a</sub> = 12 m**, d'après la figure annexe (6), la valeur de (E<sub>l</sub> × E<sub>a</sub>) correspond à (18 × 12) m.

### VII.3.5. Débit de l'asperseur

Le débit d'un asperseur est calculé par la relation suivante :

$$q = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Avec :

h : Pression à la buse (30 m).

m = 0.95

$$\text{D'où : } q = 0.95 \times \frac{\pi \times (4.8 \times 0.001)^2}{4} \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 30} = 0.00042 \text{ m}^3/\text{s}.$$

### VII.3.6. Vérification de la pluviométrie de la buse

Si on admet que l'écartement est proportionnel à L, la pluviométrie horaire P en (mm/h) peut être appréciée via la relation :

$$P = \frac{q}{E_l \times E_a} = \frac{1.5}{18 \times 12} = 6.9 \text{ mm/h}$$

Donc le diamètre de la buse assurera une pluviométrie  $P \leq K = 7 \text{ mm/h}$ .

### VII.3.7. Le temps nécessaire pour donner une dose par un asperseur

Le temps T pour donner une dose par un asperseur sans dépasser la capacité d'infiltration est calculé par la relation suivante :

$$T = \frac{\text{dose}}{P}$$

La dose est réserve facilement utilisable RFU en (mm).

RFU = 100.8 mm = la dose.

Dose brut =  $100.8/0.75 = 134.4$  mm, avec 0.75 c'est l'efficience de l'asperseur.

$$T = \frac{134.4}{6.9} = 19.5 \text{ h}$$

Donc on pourra adapter un (1) position par jour pour un asperseur, ce qui donne un temps de fonctionnement d'un 22 h.

#### VII.3.7.1. Nombre d'irrigation

Le nombre d'irrigation par mois se calcule comme suit :

$$N_i = \frac{B_{\text{net}}}{\text{Dose}} = \frac{163}{100.8} = 2 \text{ fois/mois.}$$

$$D_r = \frac{B_{\text{net}}}{2} = 82 \text{ mm.}$$

#### VII.3.7.2. La durée d'une rotation d'irrigation

$$D = \frac{26}{2} = 13 \text{ j.}$$

### VII.3.8. Volume fourni par un asperseur pendant un mois

$V = \text{nombre de position par jour} \times \text{nombre de jour par mois} \times \text{dose} \times E_i \times E_a$

$$V = 1 \times 26 \times 0.1008 \times 18 \times 12 = 566,09 \text{ m}^3.$$

### VII.3.9. Volume à épandre en un mois sur toute la parcelle

$V_t = \text{besoin mensuel en eau} \times S.$

Pour le mois de pointe :

$$B_{\text{mensuel}} = 163 \text{ mm} = 163 \times 10 = 1630 \text{ m}^3/\text{ha}, \text{ et } S = 7,64 \text{ ha.}$$

$$V_t = 1630 \times 7,64 = 12453,2 \text{ m}^3$$

### VII.3.10. Le nombre d'asperseurs

Le nombre d'asperseurs se calcul par le rapport entre toute la quantité d'eau à épandre durant le mois de pointe sur la quantité que peut apporter un seul asperseur.

$$N_{asp} = \frac{V_t}{V_{asp}} = \frac{12453.2}{566,09} = 22 \text{ asp}$$

Donc le nombre d'asperseurs qu'on va utiliser est de **22 asp**.

### VII.3.11. la rampe

❖ **La longueur de la rampe :**

$$\frac{\text{largeur}}{2} - \frac{Ea}{2} = \frac{260}{2} - \frac{12}{2} = 124 \text{ m.}$$

Donc la longueur de la rampe est égal **124 m**.

❖ **Nombre d'asperseurs par rampe :**

$$N_a = \frac{\text{longueur}}{Ea} + 1 = \frac{124}{12} + 1 = 10 \text{ asp.}$$

❖ **Nombre de rampes :**

$$N_R = \frac{N}{N_a} = \frac{22}{10} = 2 \text{ rampe.}$$

❖ **Le débit de la rampe :**

Le débit de la rampe = le débit de l'asperseur × le nombre d'asperseur / rampe.

$$Q_r = 1,50 \times 10 = 15 \text{ m}^3/\text{h.}$$

❖ **Nombre de position de rampes :**

$$N_r = \frac{\text{longueur du terrain}}{El} = \frac{280}{18} = 16.$$

Le nombre de poste égale à **16 postes**.

### VII.3.12. Dimensionnement des canalisations

#### VII.3.12.1. Calcul des pertes de charge

L'expression générale des pertes de charges linéaire dans les tubes est calculée généralement par une formule de type Manning :

$$j = a \frac{Q^b}{D^c}$$

Avec :

$j$  = Perte de charge unitaire en (m/m).

$Q$  = Débit en m<sup>3</sup>/s.

$D$  = Diamètre de la canalisation en (m).

La formule de Manning correspond aux paramètres suivants :

$$a = 10.294 \text{ n}^2 ; \quad b = 2 ; \quad c = 5.333$$

Soit une rampe équipée de  $m$  asperseurs, implantés à un écartement  $E$ , avec un asperseur disposé à une distance  $E$  du début de la rampe. La perte de charge totale dans la rampe est :

$$\Delta H = \left[ \frac{a \times Q^b}{D^c} \right] \times E \times \frac{1}{m^b} \sum_{i=1}^m i^b$$

Le premier terme entre crochets représente la perte de charge unitaire  $j$  provoqué par le débit  $Q$  entrant dans la rampe de diamètre  $D$ .

Le deuxième terme peut définir une longueur fictive de la rampe  $L_f$ , par laquelle il suffit de multiplier la perte de charge unitaire  $j$  pour obtenir la perte de charge totale de la rampe.

$$\Delta H = j \times L_f$$

L'application de la règle de Christiansen conduit à imposer une perte de charge maximale de 20% de la pression de fonctionnement ( $P=3$  bars,  $=30$  m) entre le premier asperseur et l'asperseur le plus défavorisé, soit  $\Delta H = 6\text{m}$ .

#### VII.3.12.2. Diamètre de la rampe

Diamètre de la rampe :

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times Q_r}{\pi \times V}}$$

Avec :

$V$  : Vitesse de l'écoulement à travers la rampe

Ou :  $V \leq V_{adm}$  ;  $V_{adm} = [0,5 \div 2,5]$  m/s.

On suppose que :  $V = 1,5$  m/s et on calcul  $D_r$  :

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times 0,0042}{\pi \times 1,5}} = 0,06 \text{ m} = 60 \text{ mm}$$

Les conduites en PEHD disponibles sur le marché ont les diamètres suivants :  
50, 63, 75, 90, 110, 125, 160 et 200 mm.

Le diamètre normalisé  $D_r = 63 \text{ mm}$ .

La nouvelle vitesse sera :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_r^2} = \frac{4 \times 0,0042}{\pi \times (0,063)^2} = 1,35 \text{ m/s.}$$

On trouve  $j = 0,046 \text{ m/m}$ , soit une perte de charge sur toute la rampe ( $\Delta H = 5,7 \text{ m}$ ).

### VII.3.12.3. Dimensionnement de la porte – rampe

La longueur de la porte – rampe est calculée par :

$$L_{p,r} = \frac{L - El}{2} = \frac{280 - 18}{2} = \mathbf{131 \text{ m.}}$$

On recalcule avec la porte – rampe

$$Q_{p,r} = Q_{asp} \times N_{asp/rampe} \times N_{rampe}$$

$$Q_{p,r} = 0,00042 \times 10 \times 2 = \mathbf{0,0084 \text{ m}^3/\text{s.}}$$

Ou :  $V \leq V_{adm}$  ;  $V_{adm} = [0,5 \div 2,5] \text{ m/s}$ .

On suppose que :  $V = 1,5 \text{ m/s}$  et on calcul  $D_r$  :

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times 0,0084}{\pi \times 1,5}} = 0,084 \text{ m} = 84 \text{ mm.}$$

On prend donc : le diamètre normalisé de la porte - rampe ( $D_r = 160 \text{ mm}$ ),

La nouvelle vitesse sera :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_r^2} = \frac{4 \times 0,0084}{\pi \times (0,16)^2} = 0,42 \text{ m/s.}$$

On trouve  $j = 0,0013 \text{ m/m}$ , soit une perte de charge sur toute la porte- rampe ( $\Delta H = 0,17 \text{ m}$ ).

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Résultat de calcul pratique d'aspersion

Paramètres	Porte Rampe	Rampe
Longueur (m)	131	124
Diamètre (mm)	160	63
Débit (m <sup>3</sup> /h)	30,24	15
Vitesse (m/s)	0,42	1,35
Perte de charge totale (m)	0,17	5,7

$\Delta H_t = 0,17 + 5,7 = 5,87$  m de perte de charge, la règle de Christiansen est donc respectée

### VII.3.13. Calcul de la pression en tête du réseau

C'est la pression nécessaire pour le bon fonctionnement du dernier asperseur.

$$H = H_1 + H_2 + H_3$$

Avec :

H : Pression à la tête de la parcelle.

H<sub>1</sub> : Pression nécessaire pour le bon fonctionnement d'un asperseur (3bar).

H<sub>2</sub> : Perte de charge totale de la rampe.

H<sub>3</sub> : La dénivelée. (0 m. terrain relativement plat).

$$H = 30 + 5,87 + 0 = 35,87 \text{ m.}$$

P = 3,6 bar, ce qui est largement suffisant vu la pression aux bornes qui est de 3,8 bars.

## VII.4. Dimensionnement d'un système d'irrigation goutte à goutte

### VII.4.1. Les besoins en eau de la parcelle d'Olivier

#### Les données de base :

- ❖ Surface totale d'olivier est égale 10,65 ha (Ilot N°45).
- ❖ Sa : espacement entre les arbres sur la ligne est égal 4m.
- ❖ Sr : espacement entre les lignes de range d'arbre est égal 4m.
- ❖ Débit de goutteur est égal 4 l/h.
- ❖ Rayon d'action de chaque goutteur est égal 0,5m.
- ❖ Temps de travail maximal par jour est égal 22 h.
- ❖ Surface humidifiée pour un goutteur :  $Sh = 3,14 * R^2 = 3,14 * (0,5)^2 = 0,785 \text{ m}^2$ .
- ❖ Les besoins journaliers :  $P = \frac{158,13}{31} = 5,1 \text{ mm/j.}$

**A. Calcul Kr :**

$$K_r = C_s + 0,5 * (1 - C_s)$$

Avec :

$K_r$  : coefficient de réduction.

$C_s$  : couverture du sol en (%). Pour notre cas on considère un taux de couverture égal à 60% (pour les arbres adultes) donc :

$$K_r = 0,6 + 0,5 * (1 - 0,6) = \mathbf{0,8}$$

Les besoins seront réduits sont :  $B_{nette} = 5,1 * 0,8 = \mathbf{4,08 \text{ mm}}$ .

**B. Calcul des besoins bruts :**

$$B_{brute} = \frac{B_{net}}{R_p} = \frac{4,08}{0,85} = 4,8 \text{ mm.}$$

Tel que : 0,85 est l'efficience du système d'irrigation localisé.

**C. Pourcentage du sol humidifié :**

Il est calculé comme suit :

$$P (\%) = \frac{n \times S_{pd} \times S_h}{S_a \times S_r}$$

Avec :

$P (\%)$  : Pourcentage du sol humidifié.

$n$  : Nombre de point de distribution par arbre égale à 2.

$S_{pd}$  : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre (2m).

$S_h$  : Largeur de la bande humidifiée (1m).

$S_r$  : Ecartement entre rangs d'arbre (4m).

$S_a$  : espacement des arbres sur les rangs (4m).

Donc :  $P(\%) = \mathbf{25 \%}$ .

**D. La dose nette pratique :**

La dose nette pratique qui correspond à la RFU étant calculée comme suit :

$$D_p = (H_{cc} - H_{pf}) * Y * Z * D_a$$

Tel que :

**Hcc** : humidité à la capacité au champ (33%).

**Hpf** : humidité au point de flétrissement (17%).

**Y** : degré d'extraction de l'eau du sol (2/3).

**Z** : profondeur d'enracinement en (1500 mm).

**Da** : densité apparente du sol (1,35).

Donc :  $D_p = (0,33-0,17) \cdot (2/3) \cdot 1500 \cdot 1,35 = 216 \text{ mm}$ .

La dose corrigée :  **$D_p = 216 \cdot 0,25 = 54 \text{ mm}$** .

#### E. La dose brute :

$$D_{\text{brute}} = \frac{D_p}{C_u \times E_{\text{ff}}}$$

Avec :

$C_u$  : Coefficient d'uniformité égale à 90%.

$E_{\text{ff}}$  : Efficacité du réseau d'irrigation égale à 85%.

Donc :  $D_{\text{brute}} = \frac{54}{0,90 \cdot 0,85} = 70,59 \text{ mm}$ .

#### F. Fréquence des arrosages :

Espacement entre deux arrosages. La fréquence d'arrosage est donnée par la formule suivante :

$$F = \frac{D_{\text{net}}}{B_{\text{net}}} = \frac{54}{4,08} = 13,2 \text{ j.}$$

Donc on prend un intervalle de **13 jours**.

On recalcule la nouvelle dose réelle :

$$D_r = 13 \cdot 4,08 = 53,04 \text{ mm.}$$

Et la dose brute :

$$D_{\text{brute}} = \frac{D_r}{C_u \times E_{\text{ff}}} = \frac{53,04}{0,9 \cdot 0,85} = 69,3 \text{ mm.}$$

#### G. La durée d'arrosage :

$$t = \frac{D_{\text{brute}} \cdot S_a \cdot S_r}{N_g \cdot Q_g} = \frac{69,3 \cdot 4 \cdot 4}{4 \cdot 4} = 69,3 \text{ h / mois.}$$



**H. La durée d'arrosage journalier :**

$$D_j = \frac{\text{durée (t)}}{F} = \frac{69}{13} = 5 \text{ h.}$$

**I. Nombre de poste :**

$$N_p = \frac{\text{temps de travail}}{D_j} = \frac{22}{5} = 4 \text{ postes.}$$

**J. Surface de la parcelle :**

$$S_p = \frac{S_t}{N_p} = \frac{10,65}{4} = 2,66 \text{ ha}$$

**VII.4.2. Calculs hydrauliques**

La variation maximale du débit entre goutteur ne doit pas dépasser 10% selon la règle de Christiansen :

$$\frac{\Delta q}{q_g} = 10\%.$$

La variation maximale de la pression

$$q = K * H^x ; x = 0,5 ; \quad \frac{\Delta q}{q_g} = x * \frac{\Delta H}{H_n}$$

Avec :  $q_g$  = débit nominal du goutteur

$H_n$  = Pression nominal ( $H_n = 10$  mce).

$$D'où : 0,1 = 0,5 * \frac{\Delta H}{10} \quad \Rightarrow \quad \Delta H = 1/0,5 = 2 \text{ mce.}$$

- ❖ Perte de charge singulière : 10% de  $\Delta H$
- ❖ Perte de charge linéaire :  $(1/3) * \Delta H_1$  dans porte rampe, et  $(2/3) * \Delta H_1$  dans la rampe.
- ❖ Perte de charge linéaire :  $\Delta H_1 = \Delta H - 0,10 \Delta H = 1,8$  mce.
- ❖ Pour la porte rampe :  $\Delta H = 1,8 * (1/3) = 0,6$  mce.
- ❖ Pour la rampe :  $\Delta H = 1,8 * (2/3) = 1,2$  mce.

**VII.4.2.1. Le nombre d'arbre par rampe**

$$N_{arbres} = \frac{L_r}{E_r} = \frac{300}{4} = 75 \text{ arbre.}$$

**VII.4.2.2. Nombre de goutteurs par rampe**

$$N_g = N_{arbres} * n = 75 * 2 = \mathbf{150 \text{ goutteurs.}}$$

**VII.4.2.3. Nombre de rampes**

$$N_r = \frac{L_{pr}}{E_r} = \frac{380}{4} = \mathbf{95 \text{ rampes.}}$$

**VII.4.2.4. Débit de la rampe**

$$Q_r = N_g * Q_g = 150 * 4 = \mathbf{600 \text{ l/h.}}$$

**VII.4.2.5. Débit de la Porte rampe**

$$Q_{pr} = Q_r * N_r = 600 * 95 = \mathbf{57000 \text{ l/h.}}$$

**VII.4.2.6. Débit de la conduite secondaire**

Etant donné que nous avons 1 porte rampe :

$$Q_{cs} = Q_{pr} * N_{pr} = 57000 * 1 = \mathbf{57000 \text{ l/h.}}$$

**VII.4.3. Dimensionnement des canalisations****A. Le diamètre de la rampe :**

$$D_r = \left[ \frac{P_{dc_r} \times 2,75}{0,478 \times Q_r^{1,75} \times L_r} \right]^{(-1/4,75)}$$

$$D_r = \left[ \frac{1,2 \times 2,75}{0,478 \times (600)^{1,75} \times 300} \right]^{(-1/4,75)} = \mathbf{23 \text{ mm}}$$

Le diamètre normalisé  **$D_r = 20 \text{ mm.}$**

On recalcule les pertes de charge :

$$j = \left[ \frac{0,478 \times D_r^{-4,75} \times Q^{1,75} \times L_r}{2,75} \right]$$

$$j = \left[ \frac{0,478 \times (25)^{-4,75} \times (600)^{1,75} \times 300}{2,75} \right] = \mathbf{2,5 \text{ mce.}}$$

**B. La vitesse de la rampe :**

$$V = \frac{4 \times Q_r}{\pi \times D_r^2} = \frac{4 \times 0,00016}{\pi \times (0,025)^2} = \mathbf{0,51 \text{ m/s.}}$$

**C. Diamètre de la porte rampe :**

$$D_{pr} = \left[ \frac{P_{dc_{pr}} \times 2,75}{0,478 \times Q_{pr}^{1,75} \times L_{pr}} \right]^{(-1/4,75)}$$

$$D_r = \left[ \frac{0,6 \times 2,75}{0,478 \times (57000)^{1,75} \times 380} \right]^{(-1/4,75)} = \mathbf{152 \text{ mm.}}$$

Le diamètre normalisé  **$D_r = 90 \text{ mm.}$**

On recalcule les pertes de charge :

$$j = \left[ \frac{0,478 \times D_{pr}^{-4,75} \times Q_{pr}^{1,75} \times L_{pr}}{2,75} \right]$$

$$j = \left[ \frac{0,478 \times (160)^{-4,75} \times (57000)^{1,75} \times 380}{2,75} \right] = \mathbf{7,2 \text{ mce.}}$$

**D. La vitesse de la porte rampe :**

$$V = \frac{4 \times Q_{rp}}{\pi \times D_{pr}^2} = \frac{4 \times 0,016}{\pi \times (0,160)^2} = \mathbf{2,5 \text{ m/s.}}$$

**E. Le diamètre de la conduite secondaire :**

$$Q = V \times S \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}}$$

La vitesse maximale admise est de 1,8 m/s, ce qui donne :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,016}{\pi \times 1,8}} = 106 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé  **$D_r = 110 \text{ mm.}$**

On recalcule les pertes de charge :

$$j = \left[ \frac{0,478 \times D^{-4,75} \times Q^{1,75} \times L_r}{2,75} \right]$$

$$j = \left[ \frac{0,478 \times (110)^{-4,75} \times (57000)^{1,75} \times 150}{2,75} \right] = \mathbf{1,10 \text{ mce.}}$$

**VII.4.4. la pression d'eau à la borne de distribution**

La pression d'eau que doit fournir la borne de distribution à la parcelle est égale à la somme de la pression nominale (10 mce) plus la somme des pertes de charges de cheminement de la borne d'irrigation jusqu'au gouteur le plus défavorable (éloigné ou élevé).

$$\Delta h = 10 + 1,10 + 0,47 + 0,87 = 12,44 \text{ m.}$$

Tableau VII.2 : Tous les résultats de dimensionnement

Calcul des paramètres hydrauliques	Unité	Olivier	Pêche
Surface totale	ha	10,65	7,69
espacement entre les arbres	m	4	4
espacement entre les lignes de range	m	4	4
Débit de goutteur	l/h	4	4
Temps maximal de travail	heur	22	22
Besoin nette	mm	158,13	107,35
Besoin journalier	mm/j	5,1	3,5
Kr		0,8	0,8
Besoin * Kr	mm	4,08	2,8
Besoin brut	mm	4,8	3,3
Dose nette pratique	mm	54	54
Dose brute	mm	70,59	70,59
Fréquence d'arrosage	j	13	16
La durée d'arrosage	h/mois	69,3	58,6
La durée d'arrosage journalier	h	5	4
Nombre de poste	poste	4	6
Surface de la parcelle	ha	2,66	1,28
Nombre d'arbre par rampe	arbre	75	70
Nombre de goutteur par rampe	goutteur	150	140
Nombre de rampe	rampe	95	70
Débit de la rampe	l/h	600	560
Débit de la porte rampe	l/h	57000	39200
Débit de la conduite secondaire	l/h	5700	39200
Diamètre de la rampe	mm	20	20
Perte de charge de la rampe	m	0,87	0,72
Vitesse de la rampe	m/s	0,33	0,31
Diamètre de la porte rampe	mm	90	90
Perte de charge de la porte rampe	m	0,47	0,18
Vitesse de la porte rampe	m/s	0,8	0,19
Diamètre de la conduite secondaire	mm	110	200
Perte de charge de la conduite secondaire	m	1,10	0,033

**VII.5. Conclusion**

Dans le présent dossier et après avoir donné les différents modes d'irrigation par taille et type d'exploitation en se basant sur les données de l'enquête foncière, et la situation développée.

En opte par un mode d'irrigation mixte (aspersion+goutte à goutte).

Ce mode sera exploité dans les phases qui suivant :

- ❖ Le système goutte à goutte est orienté pour l'arboriculture et les cultures maraichères.
- ❖ Le système aspersion est proposé pour la céréaliculture et les cultures maraichères

---

# **CHAPITRE VIII**

## **Calcul technico-économique**

---

## **Chapitre VIII : Calcul Technico-économique**

### **VIII.1. Introduction**

L'étude du devis quantitatif et estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation du projet d'irrigation projeté, ce calcul consiste à déterminer les quantités de tout le matériel ainsi que les différentes opérations à effectuer sur le terrain. Pour notre projet on a les travaux suivants :

- ❖ Le réseau de distribution.
- ❖ La conduite d'adduction.
- ❖ Le réseau d'irrigation (par aspersion et localisée).

### **VIII.2. Différents travaux à entreprendre**

#### **VIII.2.1. Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction et le réseau distribution sont :

##### **A. Exécution des tranchées :**

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

##### **B. Pose du lit de sable :**

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 12 cm dans notre cas.

##### **C. Pose des conduites :**

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

##### **D. Epreuve de joint et de la canalisation :**

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,8 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

**E. Remblayage des tranchées :**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

**F. Nivellement et compactage :**

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

**VIII.2.2. Travaux concernant la station de pompage**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- ❖ Exécution du décapage.
- ❖ Exécution des fouilles.
- ❖ Coulage du béton de propreté.
- ❖ Coulage du béton pour les semelles.
- ❖ Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- ❖ Remblayage des fouilles.
- ❖ Coulage du béton des longrines inférieures.
- ❖ Remblayage des casiers.
- ❖ Coulage de la chape inférieure.
- ❖ Coulage du béton de poteaux.
- ❖ Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- ❖ Maçonnerie et finition générale.

**VIII.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution****VIII.3.1. Calcul du volume de terrassement****A. Largeur du fond de la tranchée :**

La largeur d'ouverture de la tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + (0.5 \div 1.2)$$

Avec: B: Largeur de tranchée en (m).

d : Diamètre de la conduite en (m).

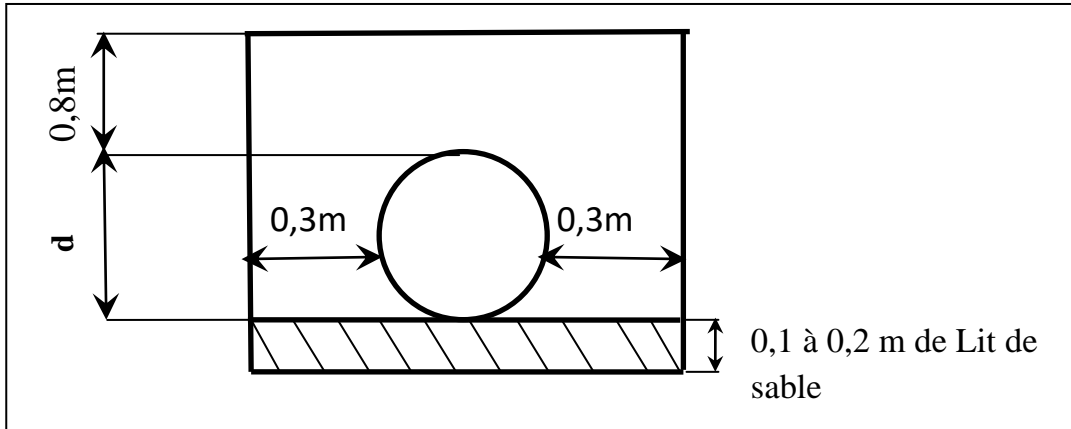


**B. Profondeur de la tranchée :**

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, et d'empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

La profondeur de la tranchée est :

- ❖ Profondeur de la tranchée Htr.
- ❖ Largeur de la tranchée B.
- ❖ Distance de la mise de la cavalière.



**Figure VIII.1.** Schéma d'une tranchée

$$H = e + d + h$$

Avec : H : Profondeur de la tranchée en (m).

e : Hauteur du lit de pose en (m).

d : Diamètre de la conduite en(m).

h : Hauteur du remblai au-dessus de la conduite.

**VIII.3.2. Calcul du volume de déblai**

La surface à calculer est la surface rectangulaire :

$$S = B * H$$

$$B = d + (0.5 \div 1.2)$$

Donc :  $B = 1 + \emptyset$

$$H = 1 + \emptyset$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le **tableau VIII.1**

**Tableau VIII.1 :** Calcul du volume de déblai

	Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largeur d'une tranchée b(m)	Hauteur de la tranchée (m)	Volume de déblai (m <sup>3</sup> )
Conduite gravitaire	500	200	1,5	1,5	450
Conduite de refoulement	630	1957	1,5	1,5	4403,25

**VIII.3.3. Calcul du volume de lit de sable**

Ce lit correspond à une couche de sable de 12cm sur le fond de la tranchée, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, on calcule cette surface en utilisant la formule suivante :

$$V = e * b * L$$

Avec : e : Epaisseur.

b : Largeur de tranchée.

**Tableau VIII.2 :** Calcul du volume de sable

	Hauteur (m)	Longueur (m)	Largeur (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
Conduite gravitaire	0,12	200	1,5	36
Conduite de refoulement	0,12	1957	1,5	352,26

**VIII.3.4. Calcul du volume de remblai**

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai, c'est le volume qu'occupent la conduite et le volume occupé par le lit de sable.

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

Avec:  $V_r$  : Volume du remblai compacté en (m<sup>3</sup>).

$V_d$  : Volume du déblai en (m<sup>3</sup>).

$V_s$  : Volume du sable en (m<sup>3</sup>).

$V$  : Volume occupé par la conduite (m<sup>3</sup>) ;  $V = L * \frac{\pi * D^2}{4}$

$L$  : Longueur de la conduite ;  $D$  : Diamètre de la conduite.

Donc les volumes des travaux pour la conduite sont représentés dans le **tableau VIII.3**.

**Tableau VIII.3 :** Calcul du volume de remblai

	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Volume du déblai (m <sup>3</sup> )	Volume du sable (m <sup>3</sup> )	Volume du occupé par la conduite (m <sup>3</sup> )	Volume du remblai (m <sup>3</sup> )
Conduite gravitaire	500	200	450	36	39,25	374,75
Conduite de refoulement	630	1957	4403,25	352,26	384,06	3666,93

## VIII.3.5. Volume de station de pompage

Les volumes de stations de pompage sont montrés dans le **tableau VIII.4**

**Tableau VIII.4** : Les volumes des stations de pompage

Désignation des travaux	Unités	Total
Volume décapé	M <sup>3</sup>	116
Volume déblais	M <sup>3</sup>	82,12
Béton de propreté	M <sup>3</sup>	1,7
Béton armé fouille	M <sup>3</sup>	4,2
Béton armé demi poteaux	M <sup>3</sup>	1,88
Béton armé ceinture	M <sup>3</sup>	6,03
Remblais compacté	M <sup>3</sup>	10,29
Béton de propreté sous ceinture	M <sup>3</sup>	2,01
Volume terre	M <sup>3</sup>	50,2
Ecussonnage	M <sup>3</sup>	15
Chappe	M <sup>3</sup>	9
Béton armé poteaux	M <sup>3</sup>	7,56
Béton armé longrine	M <sup>3</sup>	6,03
Béton armé poutrelle	M <sup>3</sup>	12,5
Béton armé dalle	M <sup>3</sup>	75
Ordis	U	450
Briques	U	1180

## VIII.4. Estimation de cout de projet

### VIII.4.1. Estimation de cout de pose de canalisation de l'adduction

Tableau VIII.5 : Estimation du cout de pose de canalisation de l'adduction

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai en terrain	M <sup>3</sup>	4853,25	300	1455975
Lit de sable	M <sup>3</sup>	388,26	800	310608
Remblaiement de la tranchée	M <sup>3</sup>	4041,68	200	808336
TubeØ500	ml	200	10152,51	2030502
TubeØ630	ml	1957	15738,79	30800812,03
			<b>Total 1</b>	<b>35406233,03</b>

### VIII.4.2. Estimation de cout de la station de pompage

Tableau VIII.6 : Estimation du cout de la station de pompage

Désignation des travaux	unités	Quantités	prix unitaire	Montant HT (DA)
<b>Travaux de terrassement</b>				
Décapage de terre	M <sup>3</sup>	116	250	29000
Déblai fouilles	M <sup>3</sup>	82,12	400	32848
Remblai compacté	M <sup>3</sup>	10,29	450	4630,5
Ecussonnage	M <sup>3</sup>	15	400	6000
<b>Béton de propreté</b>				
B.P sous semelles	M <sup>3</sup>	1,7	12000	20400
B.P sous ceinture	M <sup>3</sup>	2,01	12000	24120
<b>Béton Armé</b>				
B.A semelles	M <sup>3</sup>	4.2	25000	105000
B.A Demi-poteaux	M <sup>3</sup>	1.88	25000	47000
B.A ceinture	M <sup>3</sup>	6.03	25000	150000
B.A longrine	M <sup>3</sup>	6.03	25000	150000
B.A pontaux	M <sup>3</sup>	7.56	25000	189000
B.A poutrelles	M <sup>3</sup>	12.5	25000	312500
B.A dalle	M <sup>3</sup>	75	25000	1875000
B.A Chappe	M <sup>3</sup>	9	25000	225000
<b>Maçonnerie</b>				
Ordis	U	450	40	18000
Briques	U	1118	20	22360
			<b>Total 2</b>	<b>3210858,5</b>

### VIII.4.3. Estimation de cout du réseau de distribution

Tableau VIII.7 : Estimation de cout du réseau de distribution

Pièces	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant(DA)
Tube Ø 75	ml	357	300,50	107278,5
Tube Ø 90	ml	1463	359,09	525348,67
Tube Ø110	ml	1081	540,50	584280,5
Tube Ø125	ml	351	680,13	238725,63
Tube Ø160	ml	1170	1142,25	1336432,5
Tube Ø200	ml	1837	1650,84	3032593,08
Tube Ø250	ml	766	2595	1987770
Tube Ø315	ml	991	4093,57	4056727,87
Tube Ø400	ml	766	6698,74	5131234,84
Tube Ø500	ml	1945	10152,51	19746631,95
Tube Ø630	ml	16	15738,79	251820,64
			<b>Total 3</b>	<b>36998844,18</b>

### VIII.5. Devis estimatif de projet

Le devis des différentes opérations sont comme suit :

- ❖ Devis de l'adduction (Total 1= 35406233,03 DA)
- ❖ Devis du système de pompage (Total 2=3210858,5 DA)
- ❖ Devis du réseau de distribution (Total 3= 36998844,18 DA)

Donc le devis total du projet de Ain-Mkhalouf est estimé à :

**Devis total = 75 615 935 DA**

### VIII.5. Conclusion

Dans notre travail on a déterminé le devis général de stations de pompage, et l'adduction et le réseau de distribution, en premier lieu nous avons fait une étude quantitative des volumes des travaux. Comme deuxième étape nous avons estimé le cout de projet qui est

**75 615 935DA**

---

# **CONCLUSION GÉNÉRALE**

---

## Conclusion Générale

L'étude de l'aménagement hydro-agricole du périmètre d'irrigation d'AIN-MAKHLOUF, est accès par les étapes suivants :

L'étude du climat (précipitation-température), montre que notre région à un climat semi-aride, et l'analyse du sol nous donne un sol moyen et pas salé.

L'analyse de l'eau d'irrigation indique que l'eau utilisée à une salinité modérée. Et L'étude hydrologique nous a permis de choisir la série pluviométrique annuelle qu'on doit prendre pour le calcul, cette étude a permis de reconstituer l'année de pluie mensuelle de probabilité 80% pratiquement.

Suivant les résultats caractérisant la région, avons choisi les cultures adaptées avec les données climatiques et agro-pédologiques.

La détermination des besoins en eau d'irrigation se fait à partir de la détermination de l'évapotranspiration par la méthode de **PANMAN et MONTHIEL**.

A la fin de ce travail on à arrivé à :

- ❖ Projeter une conduite d'adduction gravitaire de diamètre **DN 500** sur une longueur de **200m**.
- ❖ Dimensionnement de la station de pompage contenant **4 pompes** avec **1 pompe se secoure** avec une **HMT = 128m** et un débit de  **$Q_{eq} = 0,336 \text{ m}^3/\text{s}$** .
- ❖ Projeter une conduite de refoulement de diamètre **DN 630** avec une longueur **1957m**.
- ❖ Dimensionner un réservoir de distribution d'eau d'irrigation de volume **700m<sup>3</sup>**.
- ❖ Projection et dimensionnement d'un réseau collectif ramifié sous pression avec une longueur totale de **10757,2 m**, et des diamètres allant **Ø 75** à **Ø 630**

En fin, on a fait une estimation du cout de la projection, elle se monte à **75 615 935 DA**.

---

# **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

---



## **Références Bibliographiques**

**TOUBIA.B.** Manuel Pratique d'Hydrologie, Office des publications universitaires.  
2004.166P

**M.MESSAHEL.** Irrigation au goutte à goutte (régime d'irrigation).1988

**Perrier.** Étude physique de l'évapotranspiration dans les conditions naturelles.1977

**BULLTIN DE FAO N° 24.** Les besoins en eau des cultures. 1975

**MISSOUM. R.** Etude d'un système d'adduction, Mémoire d'ingénieur, ENSH de BLIDA.  
2015.139 P

**Ollier ch et Poirée.** Les réseaux d'irrigation théorie, technique et économie des arrosages.  
Paris.1983.500 P

**René Clément et Alain Galand.** L'irrigation par aspersion et réseaux collectif de  
distribution sous pression, édition, Eyrolles, Paris.1979.147P

**SAHRAOUL.B.** Dimensionnement d'un réseau d'irrigation à partir d'un  
barrage(W.KHENCHELA), Mémoire d'ingénieur, ENSH de BLIDA.2012.100 P

**S i t o g r a p h i e :**

[www.groupe-chiali.com](http://www.groupe-chiali.com)

---

# **ANNEXES**

---

## Annexe 1

### VALEURS DU COEFFICIENT CULTURAL $K_c$ EN FONCTION DU STADE DE CROISSANCE DE DIFFERENTES CULTURES ANNUELLES

Tableau n° 3

cultures annuelles	POURCENTAGE DE LA PERIODE DE CROISSANCE									
	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80	80-90	90-100
Betterave à sucre	0.45	0.50	0.70	0.90	1.05	1.15	1.25	1.25	1.15	1.10
Coton	0.20	0.30	0.40	0.60	0.90	1.00	1.00	0.90	0.700	0.60
Haricots	0.50	0.65	0.80	1.00	1.10	1.15	1.10	0.95	.80	0.70
✕ Mais Grains	0.45	0.55	0.65	0.80	1.00	1.08	1.08	1.02	0.95	0.85
Mais Fourrage	0.45	0.50	0.60	0.70	0.90	1.02	1.10	1.10	1.05	0.95
Maraichage	0.35	0.50	0.65	0.75	0.80	0.82	0.80	0.75	0.65	0.50
Melons	0.45	0.50	0.60	0.70	0.80	0.82	0.80	0.75	0.72	0.70
Pomme de terre	0.35	0.45	0.60	0.85	1.10	1.25	1.35	1.38	1.35	1.25
Sorgho-grain	0.30	0.50	0.70	0.50	1.10	1.05	0.95	0.80	0.70	0.60
Tomates	0.45	0.45	0.50	0.65	0.85	1.00	1.02	0.95	0.85	0.75

## Annexe 2

### 5. RESERVE D'HUMIDITE FACILEMENT UTILISABLE (RFU)

**DONNEES GENERALES SUR LA PROFONDEUR D'ENRACINEMENT DES CULTURES EN PHASE DE PLEIN DEVELOPPEMENT, FRACTION DE L'EAU UTILISABLE (q) ET RESERVE FACILEMENT UTILISABLE (p.Sa) POUR DIFFERENTS TYPES DE SOLS (en mm/m de profondeur) QUAND ET<sub>cro</sub> = 5-6 mm/jour**

Cultures	Profondeur d'enracinement (d) m	Fraction (q) de l'eau utilisable <sup>1</sup>	Réserve d'eau facilement utilisable (p.Sa) mm/m <sup>1</sup>		
			T.fin	T.moyenne	T.grossière
Laitue	1.0-2.0	0.55	110	75	35
Banane	0.5-0.9	0.35	70	50	20
Orge <sup>2</sup>	1.0-1.5	0.55	110	75	35
Haricot <sup>2</sup>	0.5-0.7	0.45	90	65	30
Betterave	0.6-1.0	0.5	100	70	35
Chou	0.4-0.5	0.45	90	65	30
Carotte	0.5-1.0	0.35	70	50	20
Céleri	0.3-0.5	0.2	40	25	10
Agrumes	1.2-1.5	0.5	100	70	30
Trèfle	0.6-0.9	0.35	70	50	20
Carao		0.2	40	30	15
Coton	1.0-1.7	0.65	130	90	40
Courcoubis	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Daté	1.5-2.5	0.5	100	70	30
Fruitiers cado.	1.0-2.0	0.5	100	70	30
Lin <sup>2</sup>	1.0-1.5	0.5	100	70	30
Céréales <sup>2</sup>	0.9-1.5	0.6	120	80	40
Céré. d'hiver <sup>2</sup>	1.5-2.0	0.6	120	80	40
Vigne	1.0-2.0	0.35	70	50	20
Gazon	0.5-1.5	0.5	100	70	30
Arachide	0.5-1.0	0.4	80	55	25
Laitue	0.3-0.5	0.3	60	40	20
Maïs <sup>2</sup>	1.0-1.7	0.6	120	80	40
Maïs-ensilage		0.5	100	70	30
Melon	1.0-1.5	0.35	70	50	25
Olivier	1.2-1.7	0.65	130	95	45
Oignon	0.3-0.5	0.25	50	35	15
Palmier	0.7-1.1	0.65	130	90	40
Pois	0.6-1.0	0.35	70	50	25
Poisson	0.5-1.0	0.25	50	35	15
Ananas	0.3-0.6	0.5	100	65	30
Pomme de terre	0.4-0.6	0.25	50	30	15
Canthare <sup>2</sup>	1.0-2.0	0.6	120	80	40
Sisal	0.5-1.0	0.8	155	110	50
Sorgho <sup>2</sup>	1.0-2.0	0.55	110	75	35
Soja	0.6-1.3	0.5	100	75	35
Epinard	0.3-0.5	0.2	40	30	15
Fraisier	0.2-0.3	0.15	30	20	10
Betterave sucr.	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Canne à sucre <sup>2</sup>	1.2-2.0	0.65	130	90	40
Tournesol <sup>2</sup>	0.8-1.5	0.45	90	60	30
Potato douce	1.0-1.5	0.65	130	90	40
Tabac - inn.	0.5-1.0	0.35	70	50	25
Tabac tard		0.65	130	90	40
Tomate	0.7-1.5	0.4	180	60	25
Légumes	0.3-0.6	0.2	40	30	15
Blé	1.0-1.5	0.55	105	70	35
maturité		0.9	180	130	55
Volume total d'eau du sol disponible (Sa) (mm/m)			300	140	60

<sup>1</sup> Quand ET<sub>cro</sub> < 3 mm/jour, augmenter les valeurs de 30 % ; quand ET<sub>cro</sub> > 8 mm/jour, réduire les valeurs de 30 %. Ceci suppose des conditions non salines (CE < 2 dS/m).

<sup>2</sup> Des valeurs supérieures à celles indiquées ici sont observées durant la maturation.

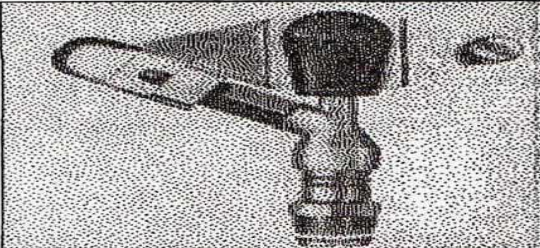
Sources: Taylor (1965), Stuart et Hagan (1972), Salter et Goods (1967), Rijama (1965), etc.

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage N° 24, Tableau 39 (nouvelle version).

### Annexe 3

Texture	Humidités pondérales en % du poids sec			Réserve utile volumétrique en mm/m
	à la rétention HCC	du flétrissement MPF	disponible HCC-EPF	
Sabieuse	9 (6 à 12)*	4 (2 à 5)*	5 (4 à 6)*	85 (70 à 100)*
Sablo-limoneuse	14 (10 à 18)	6 (4 à 8)	8 (6 à 10)	120 (90 à 150)
Limoneuse	22 (18 à 26)	10 (8 à 12)	12 (10 à 14)	170 (140 à 190)
Limono-argileuse	27 (25 à 31)	13 (11 à 15)	14 (12 à 16)	190 (170 à 220)
Argilo-limoneuse	31 (27 à 35)	15 (13 à 17)	16 (14 à 18)	210 (180 à 230)
Argileuse	35 (31 à 39)	17 (15 à 19)	18 (16 à 20)	230 (220 à 250)

### Annexe 4



**Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30**

1 buse  
angle de jet 30°  
Raccord fileté 1"

Ø de la buse mm	pression à la buse bar	portée m	débit m³/h	espacement m		surface irriguée m²		densité d'aspersion mm/h	
				□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.
4,0	2,5	13	0,93	12/18	18/18	216	324	4,3	2,88
	3,0	14,5	1,02	18/18	18/24	324	432	3,16	3,36
	4,0	15,3	1,11	18/18	18/24	324	432	3,42	3,57
4,2	2,5	13,5	1,04	12/18	18/24	324	432	4,8	2,42
	3,0	15	1,14	18/18	18/24	216	432	3,52	2,64
	4,0	15,8	1,23	18/18	18/24	324	432	3,8	2,85
4,5	2,5	14	1,20	18/18	18/24	432	432	3,71	2,78
	3,0	15,5	1,32	18/18	18/24	324	432	4,07	3,05
	4,0	16,3	1,42	18/18	18/24	324	432	4,38	3,29
4,8	2,5	14,5	1,38	18/18	18/24	432	432	4,27	3,2
	3,0	16	1,51	18/18	18/24	324	432	4,66	3,6
	4,0	16,5	1,63	18/24	24/24	324	576	3,78	3,82
5,0	2,5	14,5	1,48	18/18	18/24	432	432	4,57	3,43
	3,0	16,5	1,63	18/18	18/24	432	432	5,04	3,77
	4,0	17,5	1,76	18/24	24/24	324	576	4,08	3,05
5,5	2,5	15,2	1,82	18/18	18/24	432	432	5,62	4,22
	3,0	17	1,99	18/24	24/24	432	576	4,61	3,45
	4,0	17,5	2,14	18/24	24/24	324	576	4,95	3,71
6,0	2,5	16,2	2,16	18/24	24/24	432	576	5,00	3,75
	3,0	17,5	2,37	18/24	24/24	432	576	5,50	4,12
	4,0	18	2,56	18/24	24/24	432	576	5,92	4,43
7,0	2,5	17,5	2,96	18/24	24/24	432	576	6,9	5,1
	3,0	18,0	3,22	18/24	24/24	432	576	7,5	5,6
	4,0	19,0	3,73	24/24	24/30	576	720	8,0	6,0

Figure IV.48 : fiche technique d'un arroseur

- Débit de l'asperseur

On le calcule par la relation (IV.9)

## Annexe 5

UNITE TUBE

### GAMME DE PRIX TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)  
Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06					
Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
	Ø20	-			PE80
13003	Ø25	-	36,28	42,48	PE80
13006	Ø32	-	48,38	58,67	PE80
13009	Ø40	2.0	64,6	76,58	PE80
13022	Ø50	2.4	98,25	114,95	PE80
13015	Ø63	3.0	160,25	187,49	PE80
13018	Ø75	3.6	225,21	263,48	PE80
13022	Ø90	4.3	298,03	348,35	PE100
13025	Ø110	4.0	357,86	418,70	PE80
13040	Ø125	-	473,08	553,50	PE100
13030	Ø160	5.8	770,86	901,89	PE80
13044	Ø200	7.2	1 163,39	1 361,17	PE100
3056	Ø250	9.1	1 850,00	2 281,5	PE100
3042	Ø315	11.4	3 080,00	3 603,6	PE100
3039	Ø400	14.5	6 134,24	6 007,08	PE100
3081	Ø500	19.1	6 938,13	8 117,81	PE100
3052	Ø630	24.1	12 682,50	14 838,53	PE100

TUBES PEHD : PN 10					
Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
P3513000	Ø20	-	29,07	34,01	PE80
P3513004	Ø25	2.5	38,28	44,79	PE80
P3513007	Ø32	2.5	58,48	64,84	PE80
P3513010	Ø40	3.0	84,10	98,40	PE80
P3513013	Ø50	3.7	136,28	168,25	PE80
P3513016	Ø63	4.7	209,60	248,34	PE80
P3513019	Ø75	5.6	300,60	351,59	PE80
P3513023	Ø90	5.4	359,09	420,14	PE100
P3513026	Ø110	6.6	640,50	632,39	PE100
P3513028	Ø125	7.4	660,13	772,35	PE100
P3513031	Ø160	9.5	1 142,25	1 336,43	PE100
P3513035	Ø200	11.9	1 650,84	1 931,48	PE100
P3513035	Ø250	14.8	2 595,00	3 036,15	PE100
P3513041	Ø315	18.7	4 093,57	4 789,47	PE100
P3513038	Ø400	23,7	6 896,74	7 837,53	PE100
P3513043	Ø500	29,7	10 152,51	11 876,44	PE100
P3513048	Ø630	37,4	16 738,78	18 414,38	PE100

TUBES PEHD : PN 16					
Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
01	Ø20	2.3	32,18	37,68	PE80
03	Ø25	2.8	50,88	58,48	PE80
08	Ø32	3.6	78,51	91,88	PE80
11	Ø40	4.5	120,85	141,51	PE80
14	Ø50	5.6	188,28	220,29	PE80
17	Ø63	7.1	297,95	348,60	PE80
19	Ø75	8.4	407,8	477,13	PE80
24	Ø90	8.2	510,71	597,63	PE100
7	Ø118	10.0	767,19	885,91	PE100
9	Ø125	11.4	967,80	1 132,44	PE100
2	Ø160	14.6	1 660,00	1 828,20	PE100
4	Ø200	18.2	2 472,00	2 892,24	PE100
6	Ø250	22.7	3 818,00	4 463,66	PE100
3	Ø315	28.6	6 850,00	8 044,50	PE100
5	Ø400	36.3	9 320,00	10 904,40	PE100
1	Ø500	45.4	14 911,00	17 445,87	PE100
1	Ø630	57.2	23 123,50	27 064,50	PE100

TUBES PEHD : PN 20					
Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
P3513101	Ø20	2.3	38,01	44,47	PE100
P3513102	Ø25	3.0	53,29	62,38	PE100
P3513103	Ø32	3.6	82,22	96,20	PE100
P3513104	Ø40	4.5	128,15	149,94	PE100
P3513105	Ø50	5.6	200,7	234,82	PE100
P3513106	Ø63	7.1	338,73	396,31	PE100
P3513107	Ø75	8.4	447,35	523,40	PE100
P3513108	Ø90	10.1	627,09	733,70	PE100
P3513109	Ø110	12.3	848,86	1 110,17	PE100
P3513110	Ø125	14,0	1 202,75	1 407,22	PE100
P3513111	Ø160	17,9	1 947,69	2 278,68	PE100
P3513112	Ø200	22,4	3 121,70	3 652,39	PE100
P3513113	Ø250	27,9	4 848,33	5 670,21	PE100
P3513114	Ø315	35,2	7 588,88	8 875,48	PE100
P3513115	Ø400	44,7	12 110,03	14 168,74	PE100
P3513034	Ø500	55,8	19 063,81	22 304,66	PE100
	Ø630	-	-	-	PE100

Longueur de Tubes : de Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Couronnes (Rouleaux) de 100 ML.  
 Longueur de Tubes : de Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ML.  
 Longueur de Tubes : de Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 60 ML.

**SARL K-PLAST**  
Transformation de Plastiques