

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : IRRIGATION ET DRAINAGE**

**THEME :**

**Réaménagement hydro agricole du périmètre Du Haut Cheliff (Rive droite)  
(secteur 1) irrigué à partir de Barrage Ghrib (W.Ain defla)**

**Présenté Par :**

M<sup>r</sup>.BOUDJEMAA Hichem

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
Mr M. MEDDI	Professeur	Président
M <sup>me</sup> . S. SAADOUNE	M.C.B	Examinatrice
M <sup>me</sup> S.MEDJEDOUB	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> D.KOLAI	Assistant	Examineur
M <sup>r</sup> O.BOUZIANE	M.A.A	Promoteur

**Session Septembre- 2018**

يندرج الهدف من إنجاز هذه المذكرة ضمن السياسة الحالية المتعلقة بإعادة تسيير المساحات المسقية، والذي يسعى إلى رفع المردودية الفالحية وذلك باستعمال أفضل تقنيات السقي، والتسيير الأنجع للموارد المائية نتيجة الضرر الذي لحقها من جراء التلوث والنمو الديموغرافي والتغيرات المناخية الحاصلة، وهذا لن يحصل إل بتبني أنظمة سقي حديثة والتي فرضت فعاليتها، نذكر على سبيل المثال: السقي بالتقطير والسقي بالرش الأكثر تطورا في ألونة ألخيرة، نتيجة للتقدم العلمي والتكنولوجي وحفاظا على مياه السقي.

### **Résumé:**

L'objectif de ce mémoire est d'intégrer la politique actuelle de réhabilitation des zones irriguées, qui vise à accroître la productivité agricole en utilisant les meilleures techniques d'arrosage et la gestion efficace des ressources en eau suite aux dommages causés par la pollution, la croissance démographique et le changement climatique. Ceci n'est pas atteint sauf si les systèmes d'irrigation modernes sont adoptés et que leur efficacité est imposée par Exemple, l'irrigation asperseur et goutte à goutte

### **Abstract:**

The aim of the study is to integrate the current policy in the re-operation of irrigated areas to raise agricultural productivity by using the best watering techniques and the efficient management of water resources as a result of the damage caused by pollution, demographic growth and climate change. The advanced effective watering methods as spray and drip irrigation has recently taken place as a result of scientific and technological progress to preserve irrigation water.



# Remerciement

Je tiens à exprimer mes remerciements infinies à :  
*MR. OMAR BOUZIANE*. De m'avoir orienté, de  
ses conseils judicieux et ses riches données dans le but de  
mener à

bien fait ce projet.

Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation,  
sans oublier tout le personnel de l'ENSH.

Mon respect aux membres de jury qui me feront  
l'honneur d'évaluer mon travail.

*BOIDJEMAA. HICHEM*

# DEDICACES

## *Je Dédie ce modeste travail*

*Spécialement à ma très **très chère mère**, et **mon très cher père** pour leurs Sacrifices, leurs amours, leurs aides et leurs soutiens afin de me voir arriver à ce Que je suis devenu aujourd'hui.*

*A ma chère sœur,*

*À mes chers frères,*

*À tous les membres de ma famille,*

*À tous mes amis*

*S. HICHEM*

# DEDICACES

## *Je Dédie ce modeste travail*

*Spécialement à ma très **très chère mère**, et **mon très cher père** pour leurs Sacrifices, leurs amours, leurs aides et leurs soutiens afin de me voir arriver à ce Que je suis devenu aujourd'hui.*

*A ma chère sœur,*

*À mes chers frères,*

*À tous les membres de ma famille,*

*À tous mes amis*

*S. HICHEM*

## SOMMAIRE

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>CHAPITRE I : ANALYSE DES CONDITIONS NATURELLES DE LA ZONE D'ETUDE</b>	
I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation de la wilaya.....	
I.2 .1 : Géographie.....	2
I.2 .2 : Présentation générale de la zone d'étude .....	3
I.2 .3 : Contexte Local .....	4
I.2 .4 : Habitat.....	6
I.3 : Analyse du milieu physique .....	6
I.2 .1 : Étude du relief.....	6
I.2 .2 : Hydrographie .....	7
I.2 .3 : La climatologie .....	9
I.2 .4 : Choix de la Station météorologique .....	10
I.2 .5 : Pluviométrie moyenne annuelle .....	10
I.2.6:Détermination de la lame d'eau précipitée par la méthode de Thiessen.....	11
I.2 .7 : Températures:.....	12
I.3 : Diagramme de Gaussen .....	13
I.3.1 : Humidité relative .....	14
I.3.2Vent .....	14
I.3.3 : Gel.....	15
I.3.4 : Sirocco.....	15
I.3.5 : Evaporation .....	15
I.4 : Indices Agro-météorologiques .....	16
I.5: Classification du climat selon le diagramme d'Emberger.....	17

Conclusion.....	18
<b>CHAPITRE II: ETUDE AGRO-PEDOLOGIQUE</b>	
II.1 Introduction.....	19
II.2 Ressources en sol .....	19
II.2.1 Carte des sols d'Algérie de la plaine haute vallée du Cheliff.....	20
II.3 : Etat physique du sol.....	21
II.3 .1 : Texture.....	21
II.3 .2 : Structure.....	21
II.3 .2.1 : Perméabilité.....	22
II.4: Etude morphologique des sols .....	23
II.4.1 : Etude analytique des sols.....	24
II.4.1.2 : Caractéristique chimiques du sol.....	25
Conclusion.....	26
II.2 Ressources en sol .....	24
II.2.1 Carte des sols d'Algérie de la plaine haute vallée du Cheliff.....	25
II.3 : Etat physique du sol.....	26
II.3 .1 : Texture.....	26
II.3 .2 : Structure.....	26
II.3 .2.1 : Perméabilité.....	27
II.4: Etude morphologique des sols .....	28
II.4.1 : Etude analytique des sols.....	29
II.4.1.2 : Caractéristique chimiques du sol.....	31
Conclusion.....	33
<b>CHAPITRE III : RESSOURCE EN EAU</b>	
III.1 : Introduction.....	34

III.2 Réseau hydrographique.....	35
III .2.1 : Eaux de surface ..... JJJ	36
III .2.2 : Eaux souterraines .....	37
III .2.3 : Eaux de surface .....	38
III .3 : Qualité de l'eau superficielle .....	39
III .3.1 : Qualité de l'eau d'irrigation .....	40
III .3.2 : Classification des eaux pour l'irrigation .....	41
Conclusion.....	42

#### **Chapitre IV : - Étude Hydrologique**

IV : Interdiction.....	43
IV .01 : Choix de la station pluviométrique .....	44
IV.02 : Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique.....	47
IV.03 : Ajustement statistique des pluies.....	49
IV.03.1 : Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale.....	50
IV.03.2 : Ajustement à la loi log-normale (Galton).....	52
IV.03.3 : Test de validité d'un ajustement.....	51
IV.03 : Ajustement statistique des pluies.....	54
IV.03.1 : Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale.....	55
IV.03.3 : Test de validité d'un ajustement.....	55
IV.03.4 : Détermination de l'année de calcul.....	56
Conclusion .....	56

#### **CHAPITRE V : Diagnostic du périmètre actuel**

V .1 :Introduction.....	57
V .2 :Cadre du Projet.....	58
Caractéristiques principales des infrastructures hydrauliques et des secteurs.....	59



V .4 : Réseau d'assainissement et de pistes.....	59
V .5: Ressources en eau.....	59
V .5 .1: Données disponibles.....	59
V .5.2: DIAGNOSTIC DES INFRASTRUCTURES.....	60
V .5.3: Codification de l'état des conduites, des appareillages et du génie civil 1/ Etat .....	60
V .6: RESULTATS DU DIAGNOSTIC.....	61
V .6 DIAGNOSTIC DU FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE.....	62
V .6.1: Présentation.....	63
V.7: Contexte et limite de la présente analyse.....	64
V.8 : Méthode d'analyse.....	65
V.8 -1 : Mode de mise en ouvre.....	66
V.8 -2: Calcul hydraulique et charge disponible.....	67
V.8 -2-1 : Charge disponible en amont de la borne.....	68
V.8 .2-3Charge disponible en aval de la borne.....	69
V.9: Projet ancien basse pression.....	70
V.10 : Station de pompage de Djendel.....	71
V.10.1: La prise.....	72
V.10.2 : Les groupes de pompage.....	73
V.10.3 : La conduite de refoulement, sa robinetterie et protection anti-bélier.....	74
V.10.4 : La partie électrique et les automatismes .....	75
V.10.5 :La partie électrique et les automatismes .....	76
V.11 : La partie électrique et automatismes.....	77
V.11 .1: Equipements divers.....	77
V.12 : Conclusion .....	78

## CHAPITRE V : CALCUL DES BESOINS EN EAU DES CULTURES

V.1.Introduction .....	79
V.2 : Besoins en eau des cultures.....	80
V.2.1 : Evaluation des besoins en eau des plantes cultivées.....	80
V.3 : L'évapotranspiration (E T) .....	80
V.3.1.L'évapotranspiration potentielle (ETP).....	81
V. 3.1.1.Formule de Turc 1960 : basée sur la température et le rayonnement.....	82
V.3.1.2.Formule de Blaney- Criddle 1959 .....	82
V.3.1.3.Formule de Thornthwaite 1948 .....	82
V.3.1.4.Formule Modifiée de Penman_Monteith.....	82
V. 3.2 : Comment obtenir l'ETM .....	84
V. 3.3 : Détermination du coefficient cultural Kc.....	85
W.V. 3.4 : La réserve facilement utilisable (RFU) .....	86
X.V. 4 : Définition des besoins en eau d'irrigation nette d'une culture.....	87
V. 4 .1 : La pluie efficace .....	88
V. 4 .2 : Calcul des besoins en eau d'irrigation des cultures.....	88
....	
V. 5 : Occupation des sols.....	89
W. V. 5 .1 : Cultures proposées .....	90
V. 6 : Exigences climatiques.....	91
V. 6 .1 : La température.....	91
V. 6 .2 : La lumière.....	91
V. 6 .3 :L'humidité.....	91
V. 7 : L'alimentation en eau.....	92
V. 9 : Calcul du débit spécifique.....	91
V. 10:Evaluation du débit caractéristique.....	91
Conclusion .....	100

## Chapitre VI : Etude du système d'adduction-distribution

VI 1 : Généralité.....	101
VI .7 : Choix de la variante d'adduction par pompage.....	101
et l'emplacement de la station de pompage	
VI .8 : Détermination de la hauteur d'élévation calculée.....	102
VI .8.1 : Calcul du diamètre économique.....	103
IV.8.1 : Calcul de la HMT pour différent diamètre.....	103
IV.8.1 : Puissance absorbée par la pompe.....	104
IV.8.1 : Energie consommée par la pompe.....	104
IV.8.1 : Frais d'exploitation .....	104
d'amortissement.....	105
IV8.3 :Choix du diamètre.....	106
VI .8 : Détermination du nombre de pompes.....	107
VI .9 :Choix du nombre pour la pompe Centrifuge à double flux .....	108
VI .10 : Choix du moteur électrique.....	108
I . 1 1 : Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique .....	108
VI .11.1 : Rendement de la station de pompage.....	109
VI .12 : les équipements en amont et en aval de la pompe.....	110
VI .12.1 : Les équipements en amant .....	111
VI .12.1.1 : conduite d'aspiration .....	111
VI .12.1.2 : tulipe d'aspiration .....	112
VI .12.1.3 : la crépine .....	112
VI .12.1.4: clapet anti- retour .....	112
VI .12.1.5 : joints .....	113
VI .12.1.6 : vannes d'aspiration .....	113
VI .12.1.7 : convergent d'aspiration .....	113
VI .12.1.8 : la ventouse .....	113

VI .12.1.9 : le tronçon .....	113
VI .12.2 : équipement en amont de la pompe .....	114
VI .12.2 .1 : joint de raccordement .....	114
VI .12.2 .3 : clapet de refoulement .....	114
VI .12.2 .4 : vanne de refoulement .....	115
VI .12.2 .5 : conduite de vidange .....	115
VI .12.2 .6 : conduite de refoulement.....	116
VI .12.2 .7 : débitmètre .....	116
VI .12.3 : Etude de la cavitation .....	116
VI .12.3 : Dimensionnement du Bâtiment de la station.....	117
VI .12.4 : Longueur du bâtiment .....	117
VI .12.5 : Largeur du bâtiment .....	118
VI .12.6 : <i>Analyse physique du phénomène du coup de bélier</i> .....	118
VI .13: Château d'eau.....	118
VI .13.1: Dimensionnement du réservoir.....	118
 <b>Chapitre VI –b- : Les technique d’irrigation</b>	
VI .14 .1 : Généralités .....	118
VI .14 .2 : Les technique d’irrigation à la parcelle .....	119
VI .14 .2 .1 : Les technique d’irrigation de surface .....	119
VI .14 .2 .2 : Irrigation par ruissellement .....	119
VI .14 .2 .3 : Irrigation par submersion .....	120
VI .14 .2 .4 : L’irrigation mixte .....	120



VI .14 .3 : Les techniques d'irrigation sous pression .....	120
VI .14 .3 .1 : types d'installations en moyenne pression .....	121
VI .14 .3 .2 : Machine d'arrosage (forte pression).....	121
VI .14 .3 .3 : L'irrigation localisée .....	121
VI .14 .3 .4 : Les techniques d'irrigation de sub-surface ou sous-terrain.....	122
VI .14 .4 : L'avantage et les inconvénient des technique d'arrosages .....	123
VI .15 : Choix des techniques d'irrigation .....	124
VI .15. IMPACTS POSITIFS de choix de technique d'irrigation .....	125
VI .15.1 : IMPACTS NEGATIFS.....	126
Conclusion.....	127

## **CHAPITRE VII: DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DISTRIBUTION**

VII.1.Introduction.....	127
VII.2 Découpage des îlots d'irrigation.....	127
VII.2.1 Taille des îlots d'irrigation .....	128
VII.2.2 Débit fictif continu .....	129
VII.2.3 Débit d'équipement .....	130
VII.2.4 Taille de l'îlot.....	130
VII.3 L'emplacement des bornes d'irrigation dans les îlots .....	130
VII.4 Modalité de distribution .....	131
VII.4.1 L'irrigation à la demande .....	132
VII.4.2.L'irrigation au tour d'eau .....	132
VII.4.3. Tour d'arrosage à l'antenne .....	132
VII.4.3.1Tour d'arrosage à la borne.....	132
VII.5 La méthodologie de dimensionnement.....	132

VII.6 Calcul des débits des îlots .....	133
VII.6.1. Données de base du dimensionnement .....	133
VII.6.2.Choix de diamètre de la borne .....	133
VII.6.3. Choix de type de borne .....	133
VII.7.Choix de tracé.....	134
VII.7.1. 1ere phase : tracé par proximité.....	135
VII.7.2. 2ème phase : Tracé à 120°.....	135
VII.7.3. 3ème phase : le tracé économique.....	135
VII.8.Matériaux de construction des canalisations .....	135
VII.8.1. Choix du matériau des conduites .....	135
VII.8.2.Les matériaux.....	135
VII.8.2.1 conduites en fonte.....	135
VII.8.2.2 Conduites en acier.....	136
VII.8.2.3 Conduites en PVC (Polyvinyle de chlorure) .....	136
VII.8.2.4 Avantages des canalisations en PEHD.....	136
VII.9.Optimisation des diamètres des canalisations du réseau collectif de distribution.....	136
VII.10. Dimensionnement des canalisations.....	136
VII.10.1.Vitesse admissible .....	137
VII.10.2.Calcul des diamètres .....	137
VII.10.3.Calcul des pertes de charge .....	139
VII.13.Conclusion.....	146
 <b>Chapitre IX : DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU GOUTTE A GOUTTE</b>	
IX.1 Introduction .....	148

IX.3 Composition d'une installation goutte à goutte .....	148
IX.3.1 Point de fourniture d'eau .....	148
IX.3.2 Composition L'unité de tête .....	148
IX.3.2.1 Unité de filtration .....	149
IX.3.2.2. Filtre à tamis .....	149
IX.3.2.3. Filtre à sable .....	149
IX.3.2.4 .Filtre à gravier .....	149
IX.3.2 5. Injecteur d'engrais .....	149
IX.3.3 La conduite principale .....	149
IX.3.4 Le porte-rampes .....	149
IX.3.5 Les rampe .....	149
IX.3.6 Les distributeurs .....	149
IX.3.6.1 Différents types de distributeurs .....	151
IX.4.Dimensionnement hydraulique d'un réseau goutte à goutte.....	151
IX.4.1.Données générales .....	151
IX.5. Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée .....	151
IX.5.1.les besoins journaliers .....	151
IX.5.2.Besoin journalier en tenant compte de la réduction $K_r$ .....	151
IX.5.3.La dose d'irrigation nette pratique.....	152
IX.5.4. Fréquence des arrosages .....	153
IX.5.5. Durée d'arrosage par mois .....	154
IX.5.6. Durée d'arrosage journalier .....	154
IX.5.7.Nombre de poste .....	154
IX.5.8. Surface de la parcelle .....	154
IX.6.Calculs hydrauliques .....	154
IX.6.1.Condition hydraulique .....	154
IX.6.1.1.Le nombre d'arbres par rampe.....	155
IX.6.1.2.Nombre de goutteurs par rampe.....	155



IX.6.1.3.Le nombre de rampes.....	155
IX.6.2.Débit de la rampe.....	155
IX.6.3.Débit de la porte rampe.....	155
IX.6.4.Débit de la conduite secondaire .....	156
IX.6.5.Dimensionnement des différentes parties du réseau .....	156
IX.6.5.1Vérification des pertes de charges .....	156
IX.6.6 Calculs hydrauliques de la rampe .....	156
IX.6.7 Calculs hydrauliques de la porte rampe .....	157
IX .6.8 Calcul des diamètres de la conduite secondaire .....	157
IX 6.9.Calcul de caractéristique de conduites secondaires (01) .....	157
IX.6.10.Calcul de caractéristique de conduites secondaires (02) .....	158
IX.6.11 .La pression d'eau à la borne de distribution .....	159
IX.6.12 Les pertes de charge de la borne jusqu'au goutteur le plus défavorable .....	160
IX.7 Conclusion .....	161

## **Chapitre X : Calcul technico-économique**

X.1 Introduction .....	162
X.2 Les opérations des travaux de station de pompage .....	162
X.3 Travaux concernant l'adduction et le réseau de distribution .....	163
X.4 Calcul des volumes des travaux .....	163
X.5 Estimation de cout total de projet .....	163
X.5.1Estimation de cout de réservoir de stockage .....	164
X.5.2 Estimation de cout de pose de canalisation de l'adduction .....	164
X.5.3 Estimation du cout de la station de pompage.....	165
X.5.4 Estimation du cout du réseau de distribution .....	166

X.6 Conclusion.....167

**Conclusion générale**

Références bibliographiques.....158

Les Annexes.....169

## Les listes des tableaux

### Chapitre I

<b>Tableau I 01.</b> Réseau hydrographique de la plaine Alluviale de Khemis Miliana (Bong, I. et Meziani, S., 2013).....	8
<b>Tableau I 02 :</b> Station météorologique de Ain defla.....	9
<b>Tableau I 03 :</b> Pluviométrie moyenne mensuelle en (mm).....	10
<b>Tableau I 04:</b> Moyenne des données mensuelles des températures de 1990 à 2013 .....	11
<b>Tableau I 04 :</b> Les valeurs de l'humidité relative de l'air sur une période de 31 ans (1980-2015).....	13
<b>Tableau I 05 :</b> Vitesse de vent en m/s sur une période d'observation de 31 ans (1980-2015).....	13
<b>Tableau I 06:</b> Nombres de jours de gelée sur une période d'observation de 31 ans (1980-2015).....	14
<b>Tableau I 07 :</b> Nombres de jours de sirocco sur une période de 31 ans (1980-2015). .....	14
<b>Tableau I 08 :</b> Moyenne mensuelle de l'évaporation sur une période d'observation de 31 ans (1980-2010).....	14
<b>Tableau I 09 :</b> Classification du climat selon Martonne .....	15
<b>Tableau I 10 :</b> fiche technique de la rive droite .....	21
<b>Tableau I 11:</b> Les superficies irrigables de certains secteurs ont été réduites par l'urbanisation.....	23

### Chapter II

<b>Tableau II.1:</b> Différentes classes de perméabilité.....	27
<b>Tableau II.2:</b> Nature du sol et sa valeur de K.....	28
<b>Tableau II-3 :</b> propriétés physiques du sol .....	30
<b>Tableau II-3 :</b> Caractéristique chimiques du sol.....	31

### Chapter III

<b>Tableau III .01 :</b> Réseau hydrographique de la plaine Alluviale de Khemis Miliana (Bong, I. et Meziani, S., 2013).....	38
<b>Tableau III 02 :</b> Capacités et volumes des barrages existants au niveau de la zone.....	41
<b>Tableau III 03:</b> Caractéristiques des barrages existants au niveau de la zone.....	41

<b>Tableau III 04:</b> La composition chimique et la qualité d'eaux d'irrigation.....	44
<b>Tableau III 05:</b> Résultat de l'analyse d'eau forage .....	45
<b>Chapitre IV</b>	
<b>Tableau IV.1 :</b> Caractéristiques des stations pluviométriques, d'après A.N.R.H Période (1980-2013).....	47
<b>Tableau IV.2:</b> Pluies mensuelles (Station : khmise miliana code:01-17-17). Source : ANRH Alge.....	49
<b>Tableau IV.3:</b> Les résultats du test de Wilcoxon.....	52
<b>Tableau IV.5 :</b> Ajustement à la loi de Gauss.....	59
<b>Tableau IV.6:</b> pluies de Pmoy80%.....	60
<b>Chapitre V</b>	
<b>Tableau V1:</b> données obtenu a partir du logiciel CROPWAT V.8.....	63
<b>Tableau V2:</b> Coefficients culturaux (Kc) des cultures.....	65
<b>Tableau V.3:</b> Les profondeurs d'enracinement (m).....	66
<b>Tableau V.4 :</b> Précipitation efficace dans la zone d'étude.....	67
<b>Tableau V.5 :</b> Système de cultures proposées à la zone .....	69
<b>Tableau V.6.1 :</b> Détermination les Besoin en eaux de pommier.....	76
<b>Tableau V.6.2 :</b> Détermination les Besoin en eaux de blé/avoine.....	77
<b>Tableau V.6.3 :</b> Détermination les Besoin en eaux de Pomme de terre .....	78
<b>Tableau V.6.4 :</b> Détermination les Besoin en eaux de tomate.....	79
<b>Tableau V.6.5 :</b> Détermination les Besoin en eaux de Ognion/ail.....	80
<b>Tableau V.6.6 :</b> Détermination les Besoin en eaux de Orge en vert.....	81
<b>Tableau V.6.7 :</b> Détermination les Besoin en eaux de Olivier.....	82
<b>Tableau V.6.8 :</b> Détermination les Besoin en eaux des toutes les cultures.....	83
<b>Chapitre VI</b>	
<b>Tableau VI.01 :</b> fiche technique de station de pompage .....	64
<b>Tableau VI.02 :</b> Choix final de la pompe.....	71
<b>Tableau VI.03 :</b> Variation du coefficient K en fonction de la puissance .....	72
<b>Tableau VI.04 :</b> Caractéristiques du moteur électrique choisi.....	73

<b>Tableau VI.05</b> : Le bilan de consommations et l'apport journalier d'eau.....	83
<b>Tableau VI.06</b> : Analyse multicritères de choix de technique d'arrosage .....	93

## **CHAPITRE VII**

<b>Tableau VII.1</b> : Les différentes Parcelles du périmètre.....	95
<b>Tableau VII.2</b> : les classes de taille de l'îlot.....	96
<b>Tableau VII.3</b> : Choix du diamètre de la borne.....	97
<b>Tableau VII. 4</b> : Calcul des débits des ilots et choix du diamètre et type de bornes.....	100
<b>Tableau VII.5</b> : Les paramètres de perte de charge.....	105
<b>Tableau VII.6</b> : Calculs hydrauliques du réseau de distribution .....	113

## **Chapter IX**

<b>Tableau IX.1</b> : Caractéristique de la conduite de le rampe.....	124
<b>Tableau IX.2</b> : Caractéristiques de la conduite de le porte rampe.....	124
<b>Tableau IX.3</b> : Caractéristique de la conduite secondaire (01).....	125
<b>Tableau IX.4</b> : Caractéristique de la conduite secondaire.....	125
<b>Tableau IX.5</b> : résumer des caractéristique de la conduite secondaire (Q,D , l , ΔH).....	126

## **Chapter X**

<b>Tableau X.1</b> : Calcul du volume de déblai.....	130
<b>Tableau X.2</b> :Calcul du volume de sable.....	131
<b>Tableau X.3</b> :Calcul du volume de remblai.....	131
<b>Tableau X.5</b> :Estimation de cout de réservoir de stockage.....	132
<b>Tableau X.4</b> :Estimation du cout de pose de canalisation de l'adduction.....	132
<b>Tableau X.6</b> :Estimation de cout de stations de pompage.....	133
<b>Tableau X.7</b> :Factures pro-forma des pièces du réseau distribution.....	134

## Liste des figures

### CHAPITRE I :

<b>Figure I01</b> : Carte de la situation géographiques.....	3
<b>Figure 02.</b> Carte de la situation géographique de la plaine Alluviale de Khemis Miliana.....	4
<b>Figure I03</b> : Représentation topographique par MNT ..... de la plaine Alluviale de KhemisMiliana	7
<b>Figure I04.</b> Réseau hydrographique de larégion d'étude sur un fond satellitaire.....	8
<b>Figure I 05.</b> Carte de la répartition spatiale des précipitationsmoyennes annuelles par polygones de Thiessen.....	11
<b>Figure I 6:</b> climogramme de Gaussen.....	13
<b>Figure I7:</b> Diagramme bioclimatique d'Emberger.....	18
<b>CHAPITRE II :</b>	
<b>Figure II 01</b> : carte d'occupation du sol du périmètre du haut Cheliff.....	25
<b>Figure II 02</b> : Répartition spatiale du paramètre nature du sol de la zone d'étude.....	33
<b>Figure II 03.</b> Log litho-stratigraphique et de la plaine alluviale de Khemis Miliana( (A, Perrodon., 1957).....	35
<b>CHAPITRE III :</b>	
<b>Figure III 01.</b> Réseau hydrographique de la région d'étude sur un fond satellitaire.....	37
<b>FIG III 02:</b> Extrait de la carte de la qualité des eaux superficielle .....	40
<b>Figure III.03</b> : Diagramme de classification des eaux d'irrigation.....	46
<b>CHAPITRE IV :</b>	
<b>Figure IV .01:</b> localisation de station de khmise miliana.....	49
<b>Figure IV .02:</b> Ajustement des pluies annuelles à la loi normal.....	58

## **CHAPITRE V :**

<b>Figure V.1:</b> courbe des coefficients culturaux et définition des phases (FAO, 2006).....	66
<b>Figure V.3:</b> Courbe des besoins en eau de la pomme de terr.....	72

## **Chapitre VI :**

<b>Figure VI 01:</b> SP Djendel - Emplacement futur seuil.....	84
<b>Figure VI 02:</b> SP djendal - Variateurs de vitesse.....	86
<b>Figure VI 03 :</b> Résultat de l'étude technico-économique.....	96

## **Chapitre IX:**

<b>Figure IX.1:</b> Dilueur d'engrais.....	137
<b>Figure IX.2 :</b> Filtre a tamis.....	138
<b>Figure VII.3:</b> Filtre à gravie.....	138
<b>Figure IX.4 :</b> Forme du mouillage du sol sous un goutteur placé entre 2 rangs peu espacés.....	139
<b>Figure IX. 5 :</b> Schémas de la diffusion de l'humidité dans des sols argileux , limoneux et sableux irrigués au goutte – à – goutte.....	140
<b>Figure IX.6 :</b> Schéma type d'un réseau d'irrigation en goutte a goutte.....	140
<b>Figure IX.7 :</b> Schéma explicatif de la desserte borne-goutteur .....	148

## **Chapitre X :**

<b>FigureX.1 :</b> Schéma d'une tranchée.....	151
---	-----





## **Liste des planches**

**PLANCHE 01 :** Plan de situation du périmètre haut Chélif (secteur 1).

**PLANCHE 02 :** Plan du réseau d'adduction du périmètre haut Chélif (secteur 1). WILAYA  
AIN DEFLA .

**PLANCHE 03 :** Plan du réseau Goutte a goutte de l'ilot 58 du périmètre de haut Chélif  
(secteur 1), WILAYA AIN DEFLA.

**PLANCHE 04 :** Profil en long de la conduite principale du périmètre haut Chélif  
(Secteur 1).

**PLANCHE 03 :** Profil en long de la conduite de reforment du périmètre haut Chélif  
(Secteur 1).

## **Introduction générale**

L'eau est l'élément naturel le plus précieux pour toutes les régions du globe ; C'est pourquoi, à l'heure actuelle, il est devenu absolument impératif de planifier avec une efficacité réelle l'utilisation de l'eau pour la production végétale. Olivier malheureusement, cette ressource est de plus en plus rare et coûteuse.

Dans le domaine de l'irrigation la solution consiste à identifier les futurs projets en adoptant les techniques et les procédés d'arrosage qui utilisent d'une façon rationnelle et efficace les volumes d'eau réservés.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre mémoire de fin d'étude. En effet, le périmètre d'irrigation du Haut Cheliff (Rive droite) situé dans la Wilaya d'Ain Defla représente une riche entité agricole.

La mobilisation de l'eau au niveau du barrage ghrib et Harrisa pourra permettre l'intensification des cultures dans une région aride, où l'agriculture constitue la seule ressource de développement économique.

Ainsi, notre travail portera sur le diagnostic et le dimensionnement hydraulique d'un réseau d'irrigation situé dans le périmètre du Haut Cheliff (Rive droite ), secteur 1 d'une superficie de 1530 ha.

L'étude sera consacrée aux volets d'adduction et de distribution moyennant diverses techniques et lois hydrauliques qui répondent à nos conditions naturelles et techniques jusqu'à la borne d'irrigation pour faire fonctionner les différents systèmes d'arrosages projetés dans le périmètre du Haut Cheliff.

**CHAPITRE I : ANALYSE DES  
CONDITIONS NATURELLES DE LA  
ZONE D'ETUDE**

### CHAPITRE I : ANALYSE DES CONDITIONS NATURELLES DE LA ZONE D'ETUDE

#### I.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à une présentation détaillée de notre zone d'étude, une analyse des différentes conditions géographique, démographique, géologique, et climatologique de la zone d'étude connaître la nature du climat de la zone d'étude, ce qui est indispensable dans un projet d'irrigation..

#### I.2 Présentation de la wilaya :

##### I.2 .1 :Géographie

La wilaya d'Ain Defla se situe au centre de l'Algérie à 145 km au sud-ouest d'Alger dans une zone relais entre l'Est et l'Ouest du pays, elle est délimitée:

Au nord, par la wilaya de Tipaza ;

Au nord-est, par la wilaya de Blida ;

À l'est, par la wilaya de Médéa ;

Au sud, par la wilaya de Tissemsilt ;

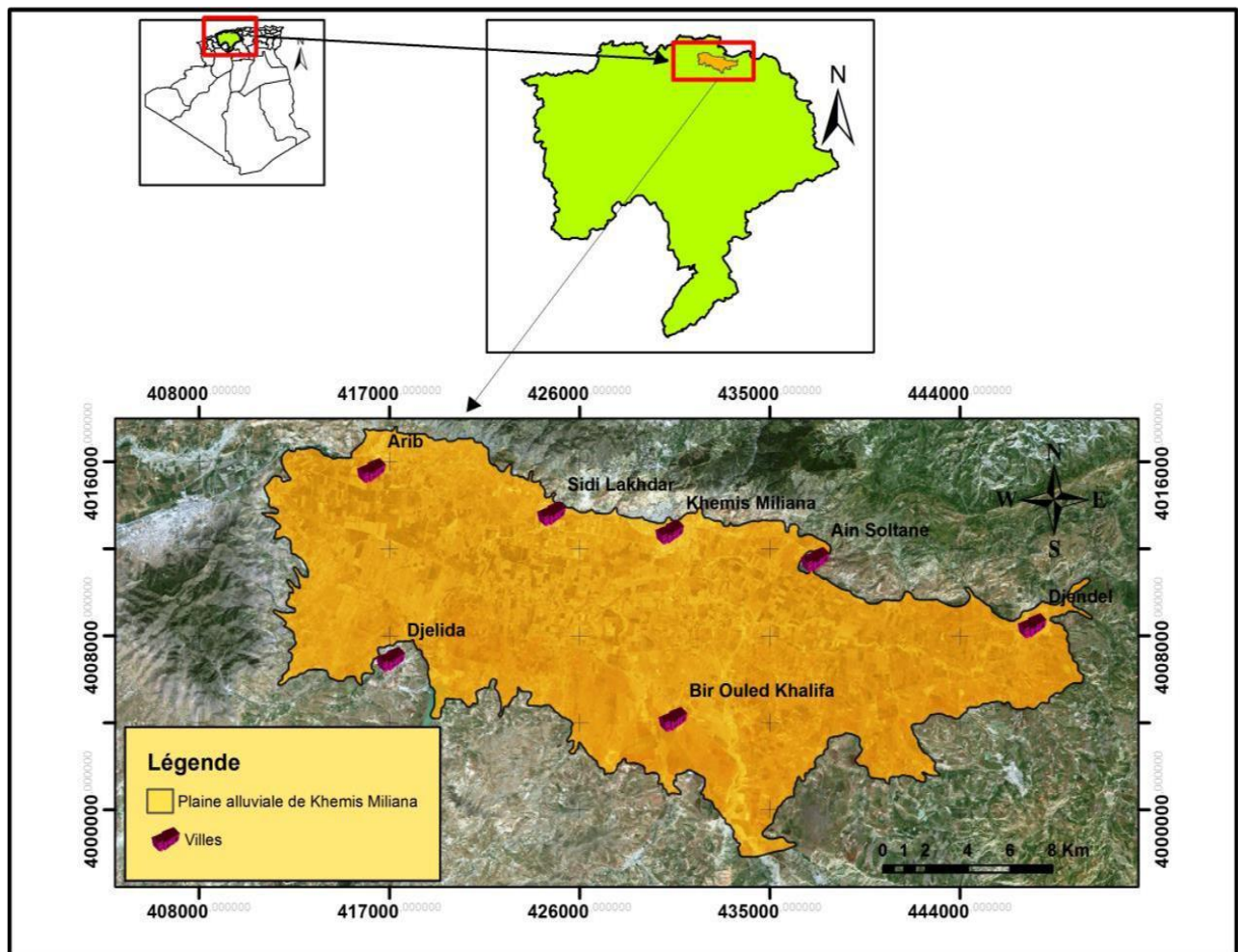
À l'ouest, par la wilaya de Chlef ;



Figure I01 : Carte de la situation géographiques

### I.2.2 : Présentation générale de la zone d'étude

La région d'étude correspond à la haute vallée du Cheliff, (indexée par le code 1 par l'**A.N.R.H**), elle est située à 120 Km au Sud-Ouest d'Alger, elle apparait sous la forme d'une dépression intra-montagneuse dans la partie nord de l'Algérie qui couvre dix communes, qui sont entre autre : Arib, Ben Allal, Sidi Lakhdar, Khemis Miliana, Ain Soltane, Djendel, Ain Lechiakh, Bir Ould Khelifa, Djelida et Ain Defla (figure 02)



**Figure 02.** Carte de la situation géographique de la plaine Alluviale de Khemis Miliana.

### I.2.3 : Contexte Local :

La zone d'Eude fait partie du périmètre du Haut-Chélif qui constitue avec trois autres grands périmètres irrigués (Moyen-Chélif, Bas-Chélif et Mina) la vallée du Chélif. Cette dernière couvre une superficie d'environ 61 500 ha, soit la moitié de la superficie actuelle des grands périmètres irrigués algériens.

La plaine du haut Chélif est située à 120 km, à l'Ouest de la capitale. Et a 90 km de la ville de Chélif. Le périmètre irrigable du Haut Cheliff a été officiellement créé le 9 mai 1941 ; il couvre une superficie totale de 31417 ha et se présente sous forme allongée en fuseau, de l'Ouest vers l'Est.

L'oued Chélif, longue oued du Maghreb, draine la plaine dans sa totalité et permet de distinguer deux rives :

- Rive droite.
- Rive gauche.

Coordonnées géographiques du Haut Chélif :

- Altitude moyenne : 290m
- Latitude : 36° 15'
- Longitude : 2 °15'

Cette région est dite « plaine alluviale de Khemis-Miliana », elle fait partie des sous bassins du Cheliff N°: 01-15, 16 et 17, avec une superficie de 3590 Km<sup>2</sup> et un périmètre de 1590 Km, caractérisée par une altitude moyenne de 270 m. Elle forme l'un des plus grands réservoirs d'eau souterraine de la région, géographiquement comprise entre les latitudes (36°18'-36°6') N et les longitudes (2°-2°27') E, limitée au Nord par le massif du Zaccar

(1576 m), et au Sud par les premiers reliefs du l'Ouarsenis, on y pénètre l'Est par le seuil de Djendel, et on en sort l'Ouest par le seuil de Doui.

### **I.2 .4 :Habitat**

La population dans le bassin de Haut Cheliff à la fin de 2017 est de 723 426 habitants avec un taux d'accroissement de 1,3%. Dont 82 ,55% sont concentrés agglomérée et 17,45% uniquement en zone rurale.

Cette population est concentrée surtout dans les agglomérations qui sont situées au Nord de la plaine, les plus importantes sont respectivement d'Est en Ouest : Djendel, Ain Sultan, Khemis Miliana, Sidi Lakhdar et les Aribes, tandis qu'au Sud de la plaine la densité des agglomérations est minime et moins dense, les plus importantes agglomérations sont Djelida et Bir Oued Khalifa (Kouadri, N. Benharkat, F., 2010).

### **I.3 :Analyse du milieu physique**

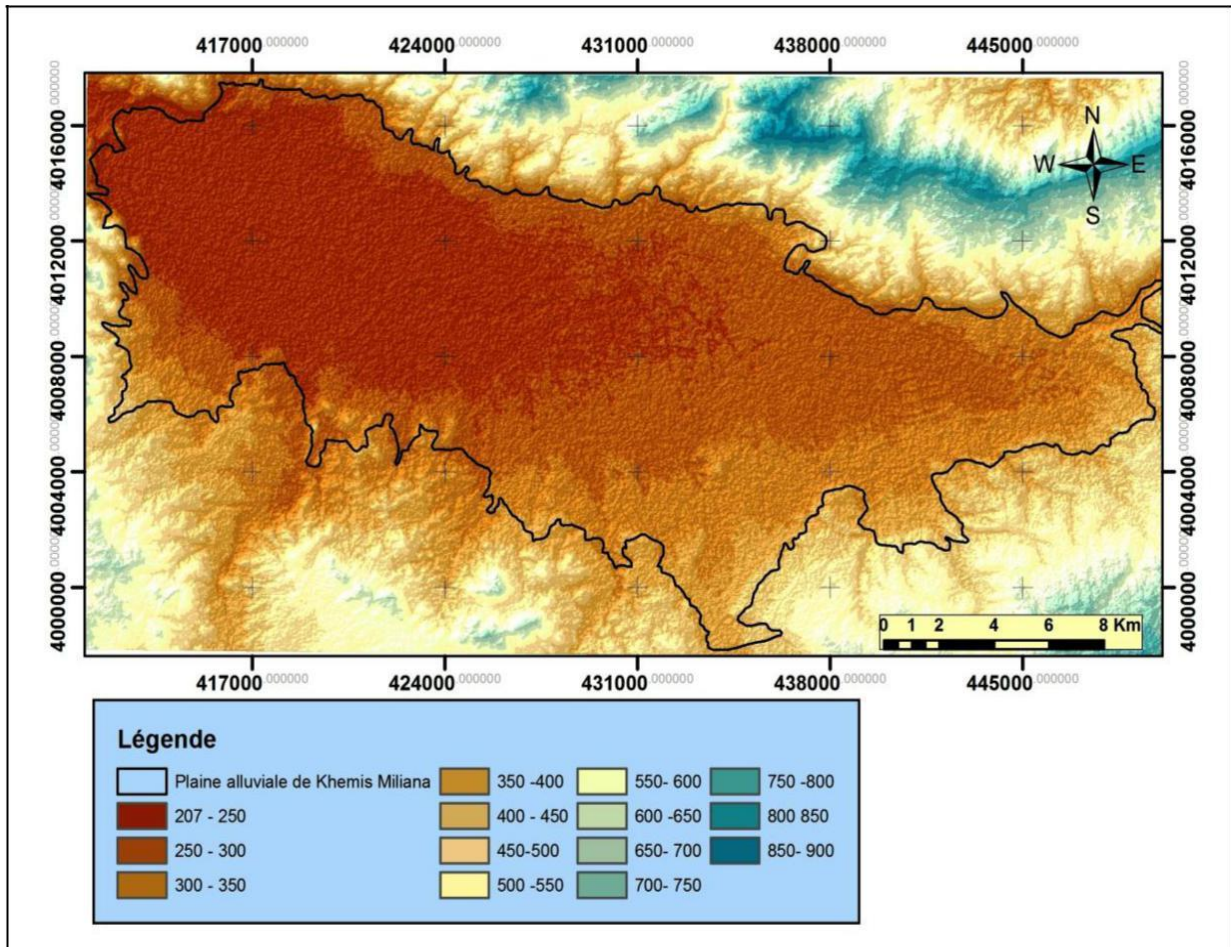
L'analyse du milieu physique est élaborée sur la base de l'exploitation de la documentation bibliographique et cartographique existante et des données statistiques disponibles couvrant la zone d'étude, l'ensemble étant conditionné pour consolidation par des travaux de terrain. Elle portera sur les aspects les plus significatifs, à savoir le relief, le climat, les ressources en eaux, les ressources en sols, l'érosion éventuellement et l'occupation du sol. Il s'agit de réunir toutes les informations relatives aux conditions naturelles du milieu physique et de déterminer les extrêmes conditionnant les mises en culture.

#### **I.2 .1 :Étude du relief**

La représentation de l'espace hypsométrique ou relief a été longtemps matérialisée en deux dimensions par des cartes en support papiers. L'arrivé et les progrès puissants de

Dans la plaine de Khemis Miliana, la topographie sera donc représentée par un modèle numérique de terrain MNT. A fin d'analyser les caractéristiques morphologiques de la zone d'étude, nous avons construit un modèle numérique de terrain MNT ,en se basant sur l'acquisition des données altimétriques par numérisation des courbes de niveau et points cotés, ce MNT a été généré par numérisation et identification des courbes de niveau issues des cartes topographiques géoréférenciées à l'échelle 1/250000. Les calculs morpho-métrique, y compris le calcul de la pente, ainsi que la classification des altitudes ont été extraits avec les modules d'ArcGis<sup>R</sup> en passant par l'analyse spatiale Raster (Figure0).



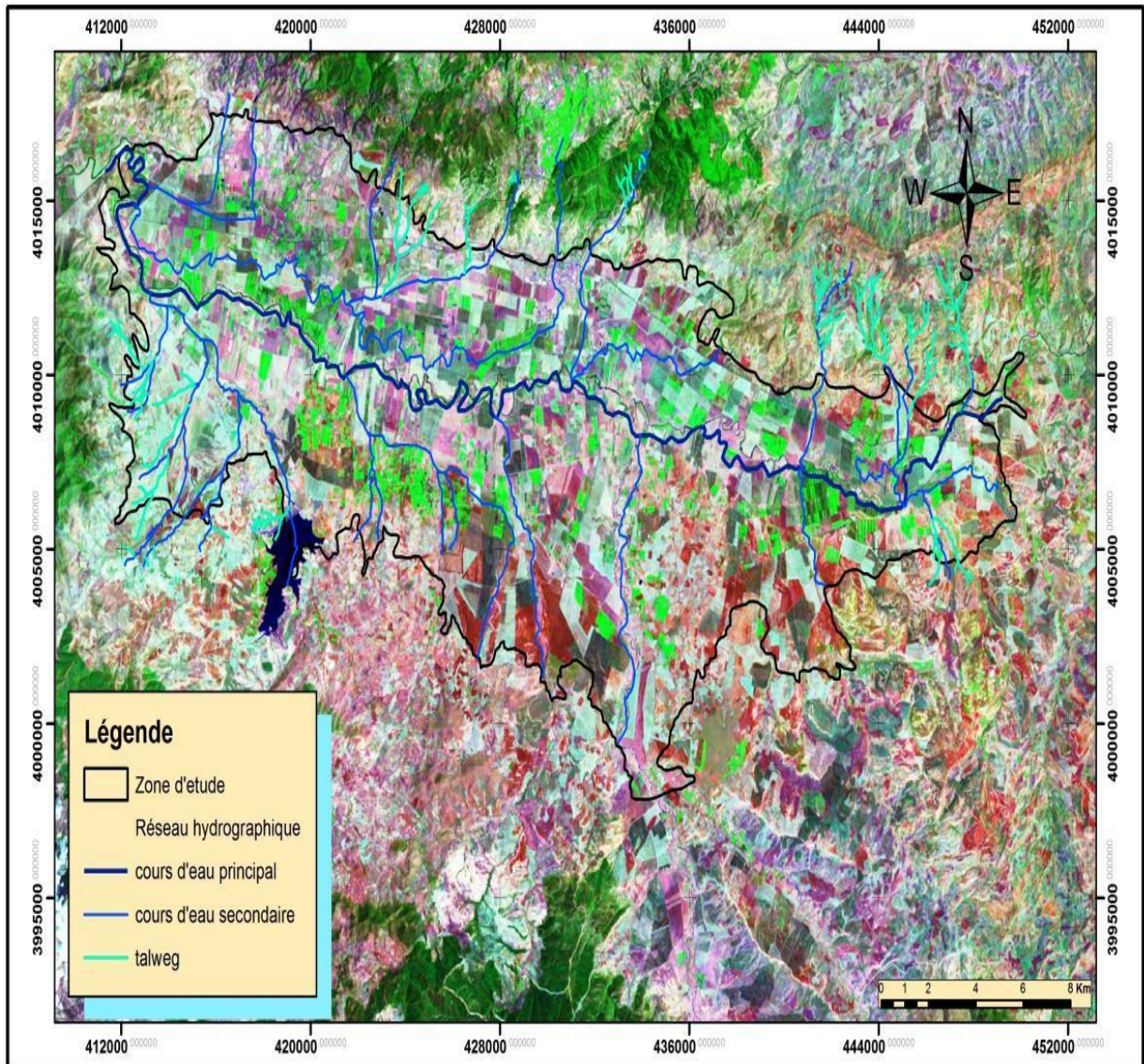


**Figure I03 :** Représentation topographique par MNT de la plaine Alluviale de KhemisMiliana.

Source mémoire de magister benhacene rachid 2004

## I.2 .2 : Hydrographie

La plaine du Haut Chélif est traversée d'Est en Ouest par Oued Cheliff et ses principaux affluents qui sont Oued Souffay, Millet et Boutane au Nord, Deurdeur, Massine et Harreza au Sud (Figure04).



**Figure I04.** Réseau hydrographique de larégion d'étude sur un fond satellitaire.

Source mémoire de magister benhacene rachid 2004

Les deux caractéristiques telles que la longueur et la direction du réseau hydrographique sont représentées dans le tableau ci-après :

**Tableau I01.** Réseau hydrographique de la plaine Alluviale de Khemis Miliana (Bong, I. et Meziani, S., 2013)

Cours d'eau	Longueur en (m)	Direction d'écoulement
Cheliff	59275.67	E-W
Souffay	4305.85	NNE-SSO
Millet et Boutane	30897	E-W
Deurdeur	5171	SSO-NNE

Toutes les eaux issues des principaux affluents représentés par les Oueds de : Souffay et Boutane au Nord, Oued Deurdeur et Harreza au Sud sont collectées en direction du centre de la plaine du Cheliff vers le principal Oued en question, ce dernier draine toutes les eaux du bassin versant du Cheliff vers l'exutoire.

### **I.2 .3 :La climatologie**

La climatologie est l'ensemble des phénomènes métrologique qui caractérisent l'état de l'atmosphère et de son évolution en un lieu donné. Les différents paramètres du climat sont la précipitation, la température, l'évaporation, et l'humidité relative .....etc.

Pour notre étude, Les données du climat qui sévit dans la région sont déterminées à travers les observations effectuées par la station météorologique de la plaine Alluviale de Khemis Miliana. Elles sont obtenues auprès de l'organisme national de météorologie (ONM) et agence national des ressources hydraulique (A.N.R.H).

### I.2 .4 :Choix de la Station météorologique :

Les caractéristiques de la station de Mostaganem sont détaillées dans le tableau I.2 :

**Tableau I 02** : Station météorologique de Ain defla.

Stations	Code	X(m)	Y(m)	Z(m)	Pm (mm)
Ababssa	01-17-15	414166,16	4002034,5	317	354,9
Arib Chellif	01-17-02	412561,16	4016440,25	230	410,5
Khemis Miliana	01-17-17	431848,16	4012029,25	285	418
Barrage de Harraza	01-17-18	428376,88	4005240,25	315	373,1
Ain Sultane	01-15-12	437142,94	4010312,5	295	412,1
Sidi Lakhdar	01-17-11	425052,56	4013500,5	250	384,9
Ain Defla	01-18-04	407652,56	4013805	270	424,8
Sidi Mokrifi	01-16-06	436173,91	3988065,25	540	375,3
Bordj Emir Khaled	01-17-03	428853,28	3997638,5	500	335,7
Gherib Cheliff	01-14-07	460267,69	4002141,5	460	459,6

### I.2 .5 :Pluviométrie moyenne annuelle :

Elle est d'un régime variable et irrégulier suivant les mois et les années.

Pluviométrie moyenne mensuelle sur une période d'observation de 31 ans (1980-2015) à la station de Khemis.

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

**Tableau I 03** : Pluviométrie moyenne mensuelle en (mm).

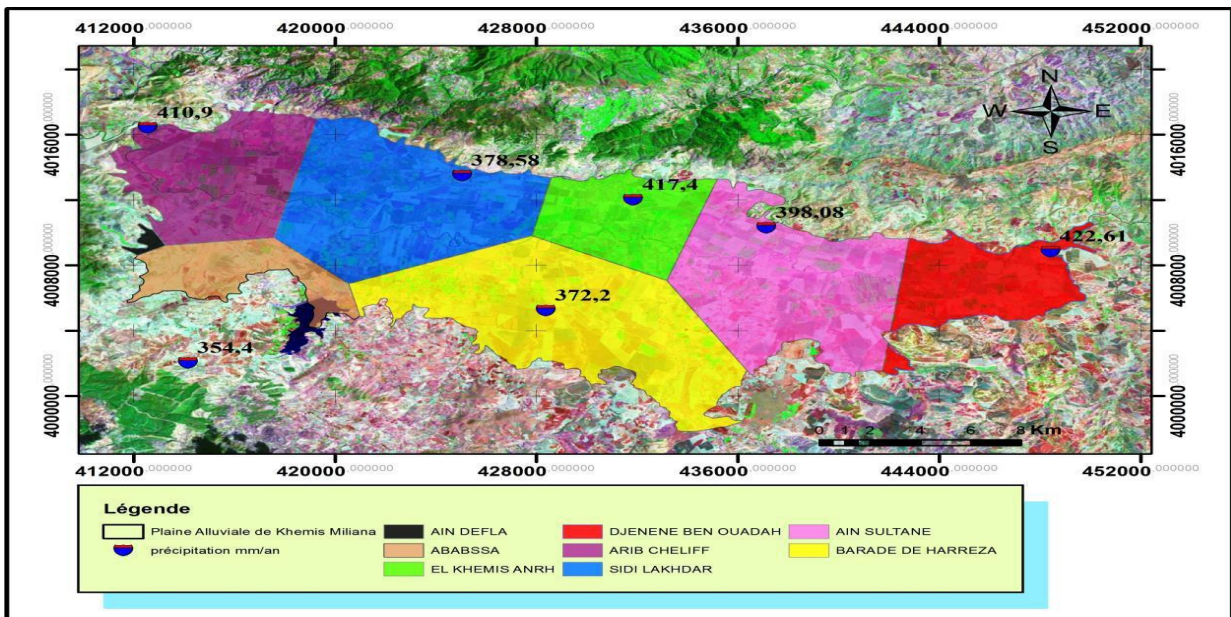
Mois	Sep	Oct	Nev	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Année
P(mm)	21.0	34.3	54.9	60.3	57.5	55.6	43.5	35.2	27.1	9.2	3.6	5.6	407.8

Source : Station Météorologique khmise miiana

### I.2.6: Détermination de la lame d'eau précipitée par la méthode de Thiessen

La méthode de Thiessen est généralement utilisée, son application donne en général des résultats fiables. Elle convient notamment quand le réseau pluviométrique n'est pas homogène spatialement (Distribution spatiale irrégulière des pluviomètres).

Cette méthode permet d'estimer des valeurs pondérées en prenant en considération chaque station pluviométrique. Elle affecte à chaque pluviomètre une zone d'influence dont l'aire exprimée en %, représente les facteurs de pondération de la valeur local



**Figure I 05.** Carte de la répartition spatiale des précipitations moyennes annuelles par polygones de Thiessen

Source mémoire de magister benhacene rachid 2004

**I.2 .7 :Températures:**

L'observation des températures dans la région d'étude s'est faite sur une période s'étalant de 1990 à 2013.

La température est le deuxième facteur important dans l'étude climatique car elle agit directement sur le phénomène d'évapotranspiration et donc le déficit d'écoulement annuel et saisonnier

Nous avons traité seulement les températures moyennes mensuelles pour les stations du Khemis Miliana, seules données disponible pour la température.

**Tableau I04:Moyenne des données mensuelles des températures de 1990 à 2013 :**

		Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Khemism miliana	T(c°)max	29,5	27,2	17,3	14,6	13	14,4	16	19,1	23	30,1	33	34
	T(c°)min	19,9	10,3	12,1	8,32	7,1	7,3	12	13,1	17	21,8	27	27,9
	T(c°)moy	24,7	18,8	14,7	11,5	10	10,9	14	16,1	20	26	30	31

**Source : station de khmis miliana (1990-2016)**

D'après le tableau on peut remarquer deux périodes distinctes :

- ✓ **Une période chaude :**  
Elle s'étale du mois de Mai jusqu'au mois d'octobre, les mois de juillet et aout et septembre sont les plus chauds, avec des moyennes mensuelles de 28°.
- ✓ **Une période froide :**

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Elle s'étale sur les mois de novembre jusqu'au mois d'avril, où les températures moyenne mensuelles enregistrées sont inférieures à la moyenne annuelle. Le mois de janvier reste le mois le plus froid

### I.3 : Diagramme de Gaussen :

C'est une représentation graphique de la variation des précipitations et des températures en fonction du temps (mois) qui nous permet de déterminer la période où l'irrigation est indispensable (période sèche).

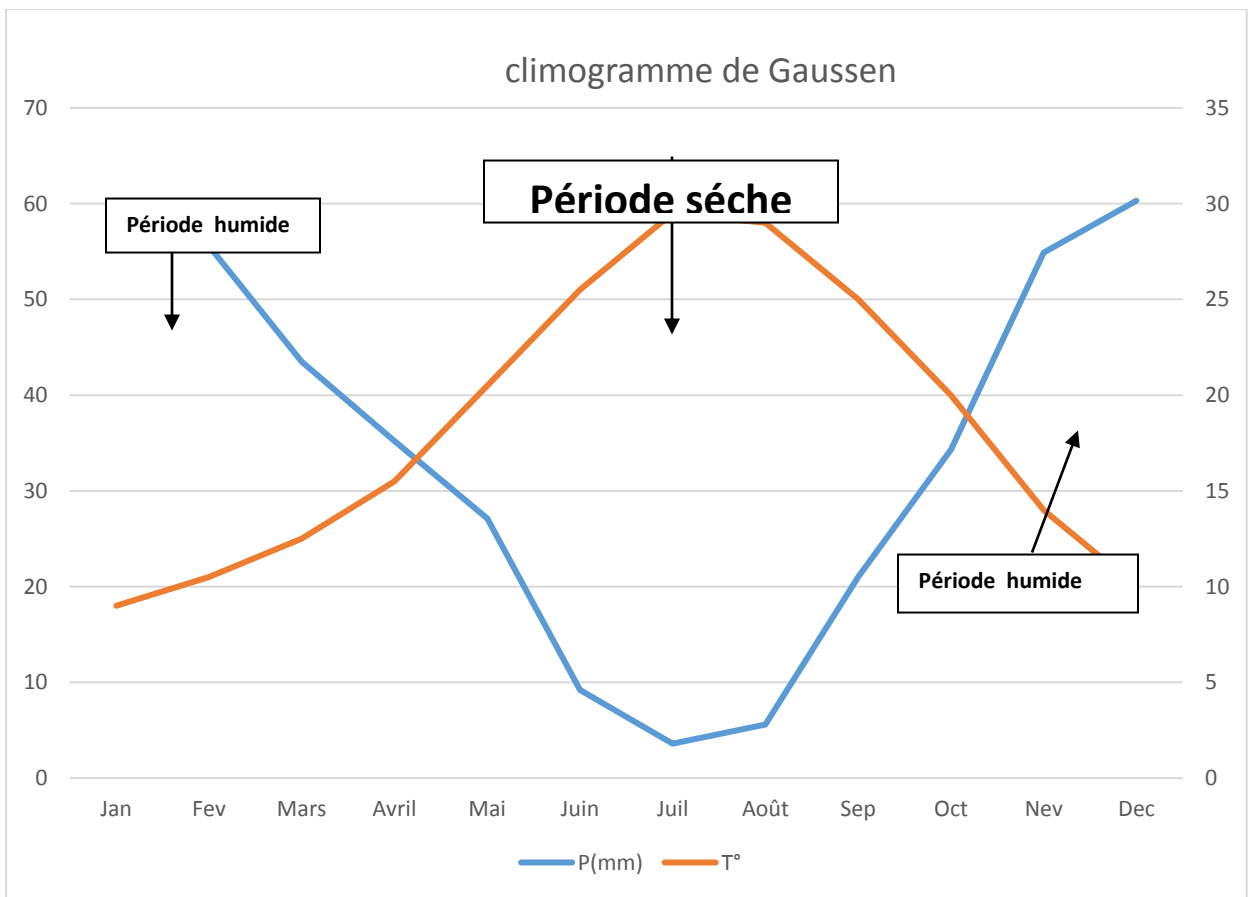


Figure I 6:climogramme de Gausse.

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

D'après le climogramme de Gaussen, on remarque qu'il existe deux période : la période humide ou l'irrigation n'est pas indispensable, et la période sèche ou l'irrigation est indisponible, elle commence de mois avril jusqu' a le mois octobre.

### I.3.1 :Humidité relative :

L'humidité relative moyenne annuelle de l'air est de 68.8%.La plus grande humidité relative de l'air pendant la période hivernale atteint la valeur de 87.3%, et la plus petite valeur pendant la période estivale atteint 41.6%.

**Tableau I 04** : Les valeurs de l'humidité relative de l'air sur une période de 31 ans (1980-2015).

Mois	Sep	Oct	Nev	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
Humidité %	77.2	79.6	74.6	66.4	69.5	58.6	41.6	49	69	73.4	79.7	87.3

Source: Station Météorologique de Khemis

### I.3.2Vent :

Les vents de la région de Khemis sont très fréquents et dont la vitesse varie entre 0.6à 2.5m/s

Leur direction varie avec la saison.

En hiver les vents dominants sont de direction Ouest.

En été les vents dominant sont de direction Est.

Le maximum des forces des vents se situe au cours d'été, et le minimum se situe en hiver.

**Tableau I 05** : Vitesse de vent en m/s sur une période d'observation de 31 ans (1980-2015).

Mois	Sep	Oct	Nev	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
V (m/s)	1.75	1.41	1.24	1.29	1.15	1.42	1.64	1.42	1.64	2.18	2.33	2.10

Source: Station Météorologique de Khemis



## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

### I.3.3 : Gel:

Les gelées commencent de mois de novembre jusqu'au mois d'avril, le maximum du nombre de jour de gelées est au mois de janvier.

**Tableau I 06:** Nombres de jours de gelée sur une période d'observation de 31 ans (1980-2015).

Mois	Sep	Oct	Nev	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
Nombre de jours	0	0	1.2	5.1	5.6	2.3	1.5	0.6	0	0	0	0

Source : Station Météorologique de Khemis

### I.3.4 :Sirocco:

D'après la station de Khemis le maximum se situe en juillet et août.

**Tableau I 07 :** Nombres de jours de sirocco sur une période de 31 ans (1980-2015).

Mois	Sep	Oct	Nev	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
Nombres de jours	1.3	0.2	0.1	0	0	0.1	0.3	1.2	2.1	3.4	6.6	4.7

Source: Station Meteorologique de Khemis

### I.3.5 : Evaporation :

L'évaporation est le phénomène qui est en relation directe avec la température de l'air et du sol.

**Tableau I08 :** Moyenne mensuelle de l'évaporation sur une période d'observation de 31 ans (1980-2010).

Mois	Sep	Oct	Nev	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
Evapo (mm)	132.1	95	57.7	53.6	71.8	97	136	201.4	256	339	337.1	227

Source: Station Météorologique de Khemis

**I.4 : Indices Agro-météorologiques :**

Les indices climatiques permettent de classer le climat en se basant essentiellement sur deux paramètres la pluie moyenne et la température de l'air.

▪ **Classification de climat selon l'indice d'aridité de De Martone :**

Cet indice nous donne une idée sur la nécessité d'introduire l'irrigation par rapport au climat :

$$I_A = \frac{P}{T + 10} \dots\dots\dots(I.1)$$

Avec :

I<sub>A</sub> : indice climatique ;

P : précipitation moyenne annuelle (mm) ;

T : Température moyenne annuelle (°C).

**Tableau I 09 :**Classification du climat selon Martonne

<b>Intervalle du valeur du I</b>	<b>Type du climat</b>	<b>IRRIGATION</b>
<b>I&lt;5</b>	climat hyperaride	Indispensable
<b>5&lt;I&lt;7,5</b>	climat désertique	Indispensable
<b>7,5&lt;I&lt;10</b>	climat steppique	Souvent Indispensable
<b>10&lt;I&lt;20</b>	climat semi-aride	Parfois utile
<b>20&lt;I&lt;30</b>	climat tempère	Inutile

Dans notre cas, on trouve :

$$I_A = 418 / (10 + 18.95) = 14.43$$

### Commentaire des résultats:

D'après la valeur de l'indice climatique qui est égal à 14.43, on voit que la région se caractérise par un climat **semi-aride**.

### I.4 : Classification du climat selon le diagramme d'Emberger :

La technique est fondée sur un diagramme dressé par Mr EMBERGER (**figure n°: I-3**) qui nous renseigne sur le climat, ainsi que le type d'Hiver ; dominants d'une région.

Pour cela; nous avons calculé, par l'expression (I-2), le quotient de Mr EMBERGER, que nous avons projeté sur le Diagramme Bioclimatique.

$$Q = \frac{2000P}{M^2 - m^2}$$

Tel que :

P : Précipitation moyenne annuelle de la région en (mm) ....(478.6 mm)

M : Température moyenne maximale du mois le plus chaud en (K°).... (34 c°)

m: Température moyenne minimale du mois le plus froid en (K°)..... (7.1c°)

on trouve :

$$Q = 2000 \frac{418}{(34 + 273)^2 - (7.1 + 273)^2} = 52.93$$

### Interprétation :

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

❖ L'étage bioclimatique : **semi-aride**

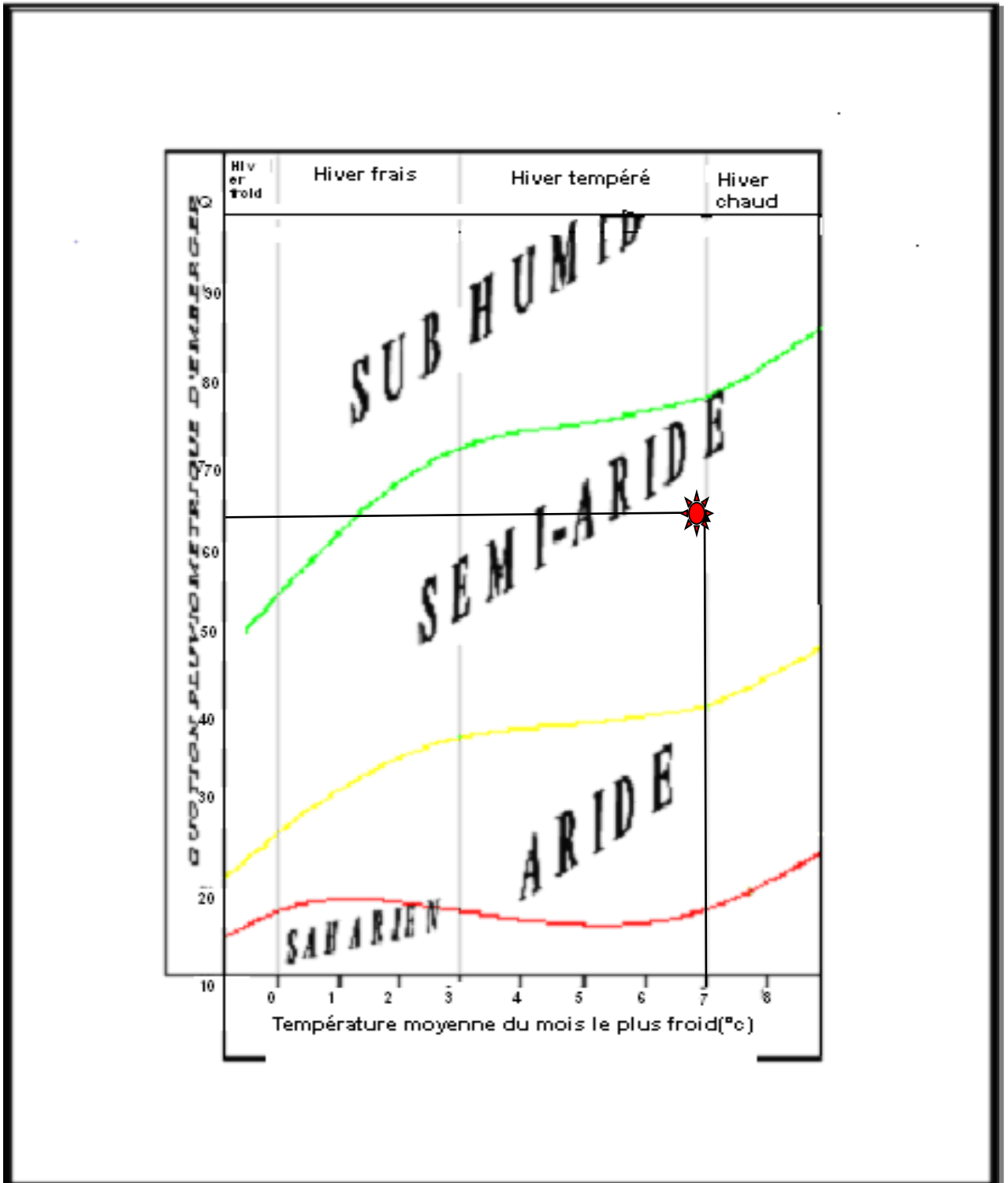


Figure I7: Diagramme bioclimatique d'Emberger

### **Conclusion**

Le périmètre du Haut Chélif jouit d'un climat de type méditerranéen semi-aride est relativement homogène dans l'ensemble avec des étés chauds et secs et des hivers froid et pluvieux.

Il se caractérise par des vents légers, et un ensoleillement moyen élevé.

La pluviométrie de la région est en moyenne de 407.8 mm.

# **CHAPITRE II: ETUDE AGRO- PEDOLOGIQUE**

### CHAPITRE II: ETUDE AGRO-PEDOLOGIQUE

#### II.1 Introduction

Le sol désigne l'ensemble hétérogène des matériaux issus de l'évolution d'un substrat minéral sous l'action combinée de facteurs climatiques (température, précipitation) et de l'activité biologique (racines de végétaux, animaux fousseurs, accumulation de matière organique en décomposition, micro-organismes).

Le sol joue le rôle d'un réservoir d'alimentation en eau des plantes, il est donc essentiel de bien connaître ses caractéristiques et son mode de fonctionnement qui sont utiles dans le dimensionnement du périmètre d'irrigation.

#### II.2 Ressources en sol

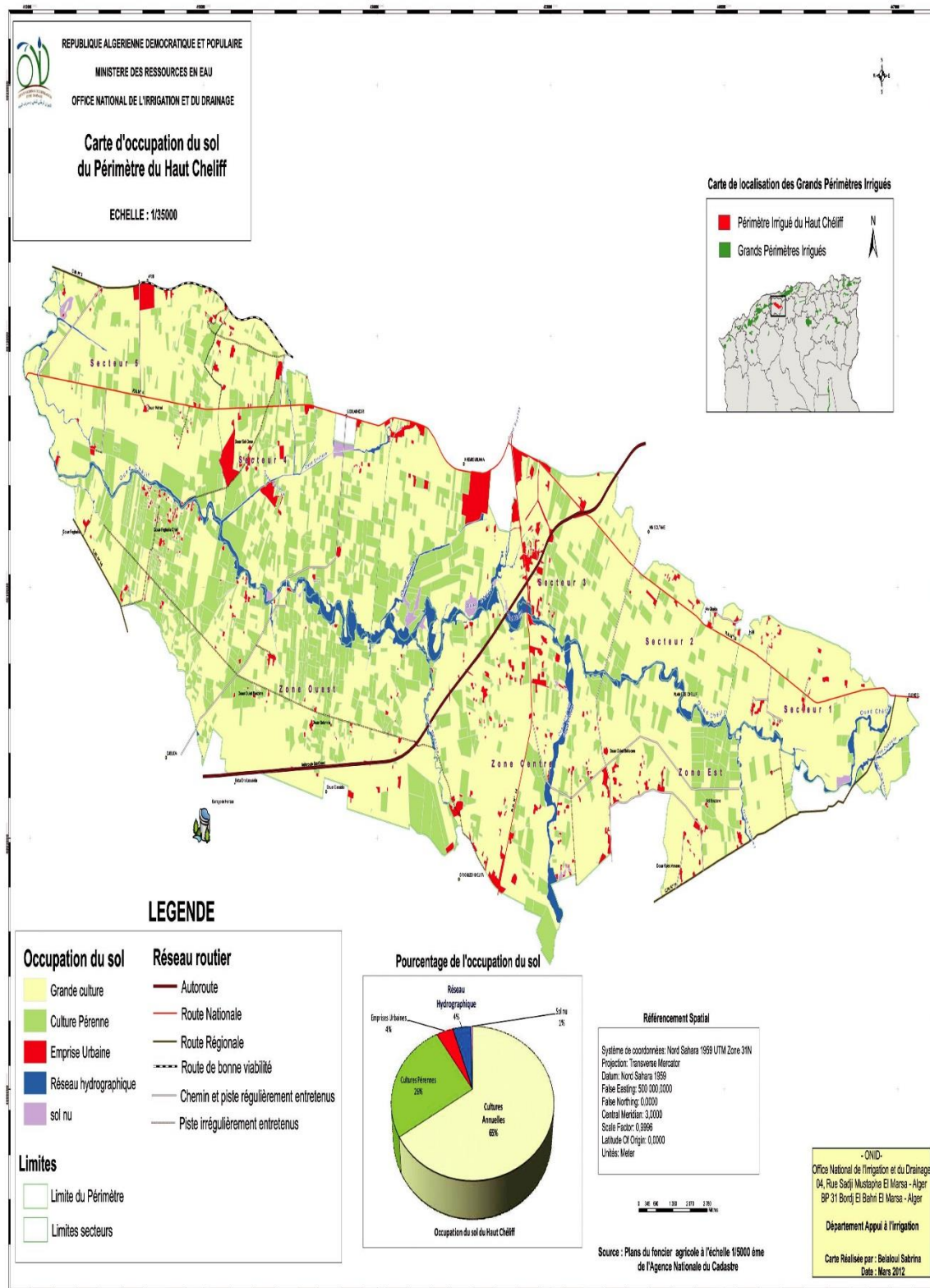
##### II.2.1 Carte des sols d'Algérie de la plaine haute vallée du Cheliff:

La carte de la plaine de qui engendre la partie EST de la wilaya de Ain defla , plus précisément la haute vallée du Cheliff,, nous a permis d'estimer et de tirer les types de sol qui composent la partie EST de la wilaya de Ain defla, donc on détermine la nature des sols qui domine le périmètre de khmise.

La carte d'acceptation des sols d'Algérie de la plaine de Chélif, établit par office national d'irrigation et drainage (ONID), dressée par les services pédologiques de la colonisation et de l'hydraulique d'après des relevés pédologiques (2012), présentée dans la figure suivante :

## Chapitre II : ETUDE AGRO-PEDOLOGIQUE

Figure II 01 : carte d'occupation du sol du périmètre du haut Cheliff



SOURCE : ONID



### **II.3 : Etat physique du sol:**

Les propriétés physiques du sol sont liées à deux notions fondamentales: la texture et la structure.

#### **II.3 .1 :Texture:**

La texture du sol caractérise la nature, la taille et la distribution des particules solides qui la constituent.

Qualitativement, elle peut s'apprécier par le "toucher" du matériau sol, qui peut être grossier et rugueux, en fin et moelleux. On parle aussi de "terres lourdes" ou de "terres légères" selon qu'elles sont plus ou moins difficiles à travailler.

Quantitativement, elle s'exprime par l'analyse granulométrique qui décrit les proportions relatives des diverses tailles des particules solides.

Les résultats de cette analyse permettent de classer un sol en utilisant, soit le triangle textural équilatéral de l'U.S (conservation soit service) soit le triangle textural rectangulaire recommandé par le GEPPA (groupe d'étude des problèmes pédologie appliquée), (Annexe:2)

#### **II.3 .2 : Structure:**

La structure du sol caractérise la façon dont sont associées les particules élémentaires solides en agrégats.

C'est de la structure du sol que découlent directement des propriétés telles que la porosité qui est le rapport du volume des vides du sol et volume total exprimé en %, la cohésion, l'ameublissement. La structure se prête moins facilement que la texture à des analyses quantitatives.

## Chapitre II : ETUDE AGRO-PEDOLOGIQUE

### II.3 .2.1 : Perméabilité:

La perméabilité c'est la faculté qu'à un sol à laisser circuler l'eau plus ou moins facilement ou définie par sa vitesse d'infiltration qui est la quantité maximale d'eau qui peut traverser le sol dans un temps donné; on l'exprime en général en mm/h.

On peut définir en fonction de la valeur de K exprimée suivant diverses unités différentes classes de perméabilité

Type du sol	Vitesse d'infiltration k			
	cm/s	mm/h	m/s	m/j
Sols imperméables	$10^{-5}$	0.36	$10^{-7}$	0.00864
Sols peu perméables	$10^{-4}$	3.6	$10^{-6}$	0.0864
Sols moyennement perméables	$10^{-3}$	36	$10^{-5}$	0.864
Sols perméables	$10^{-2}$	360	$10^{-4}$	8.64
Sols très perméables	$>10^{-2}$	>360	$>10^{-4}$	>8.64

**Tableau II.1:** Différentes classes de perméabilité

On peut classer la nature de sol suivant sa valeur de perméabilité.

**Tableau II.2:** Nature du sol et sa valeur de K

Nature de sol	K (mm/h)
Très argileux	<1,2
Argileux	1.2 à 1.5
Limoneux	5 à 20
Limono-Sableux	60 à 120
Sableux	120 à 250
Sables grossiers	250 à 1000

### II.4: Etude morphologique des sols :

In situ, tous les profils creusés et échantillonnés ont été étudiés du point de vue morphologique, selon une fiche standard qui comprend :

- Les coordonnées des profils, déterminés à l'aide d'un GPS avec une projection WGS 84
- Une description de l'environnement du profil, à savoir :
  - ✓ La géomorphologie
  - ✓ La géologie du substrat rocheux
  - ✓ La végétation
  - ✓ La pente en %
  - ✓ Les aspects de surface
  - ✓ Les formations superficielles (charge caillouteuse en %)
  - ✓ L'état de la parcelle où se localise le profil.

- Le drainage interne du profil
- L'épaisseur en cm des profils et de chaque horizon
- La composition granulométrique (texture) vérifiée selon le triangle de texture américain USDA, après réception des résultats du laboratoire
- La couleur des horizons selon le code Munsell
- La réaction du sol au contact du HCl dilué et les niveaux d'effervescence des carbonates (nulle, très faible, moyen, forte, très forte)
- La structure des sols ou le mode d'assemblage des particules avec une évaluation de la porosité du sol en fonction du volume des vides
- La détermination de la matière organique, ainsi que le type d'enracinement.

### II.4.1 : Etude analytique des sols :

L'étude analytique au laboratoire a porté sur une série d'analyses physico-chimiques et hydrodynamiques, à savoir :

- L'analyse granulométrique (% argiles, % limons, % sables)
- Le dosage du Carbone
- La matière organique
- Le calcaire total et actif en %
- La conductivité électrique
- La capacité d'échange cationique (CEC en équivalent/100 g de terre)
- Le pH de tous les échantillons

**N.B :** Cette dite étude a été faite par le I.N.S.I.D

### Tableau II-3 : propriétés physiques du sol

## Chapitre II : ETUDE AGRO-PEDOLOGIQUE

Propriétés	Profondeur (cm)	Valeurs	Moyenne
Densité apparente	0 ÷ 28	1.42	1.5
	28 ÷ 57	1.55	
	57 ÷ 90	1.53	
	90 ÷ 130	1.49	
Densité réelle	0 ÷ 28	2.59	2.38
	28 ÷ 57	2.18	
	57 ÷ 90	2.34	
	90 ÷ 130	2.4	
Porosité (%)	0 ÷ 28	45.2	37.58
	28 ÷ 57	32.6	
	57 ÷ 90	34.61	
	90 ÷ 130	37.92	
Perméabilité	0 ÷ 28	3.06	0.9
	28 ÷ 57	0.24	
	57 ÷ 90	0.12	
	90 ÷ 130	0.15	
Humidité pondérale (%)	0 ÷ 28	21.17	21.5
	28 ÷ 57	22.07	
	57 ÷ 90	21.46	
	90 ÷ 130	21.31	
Humidité volumétrique	0 ÷ 28	30.06	32.21
	28 ÷ 57	34.21	
	57 ÷ 90	32.83	
	90 ÷ 130	31.75	

### II.4.1.2 : Caractéristique chimiques du sol

Les caractéristiques chimiques du sol sont représentées dans le tableau suivant :

## Chapitre II : ETUDE AGRO-PEDOLOGIQUE

**Tableau II-3 : Caractéristique chimiques du sol**

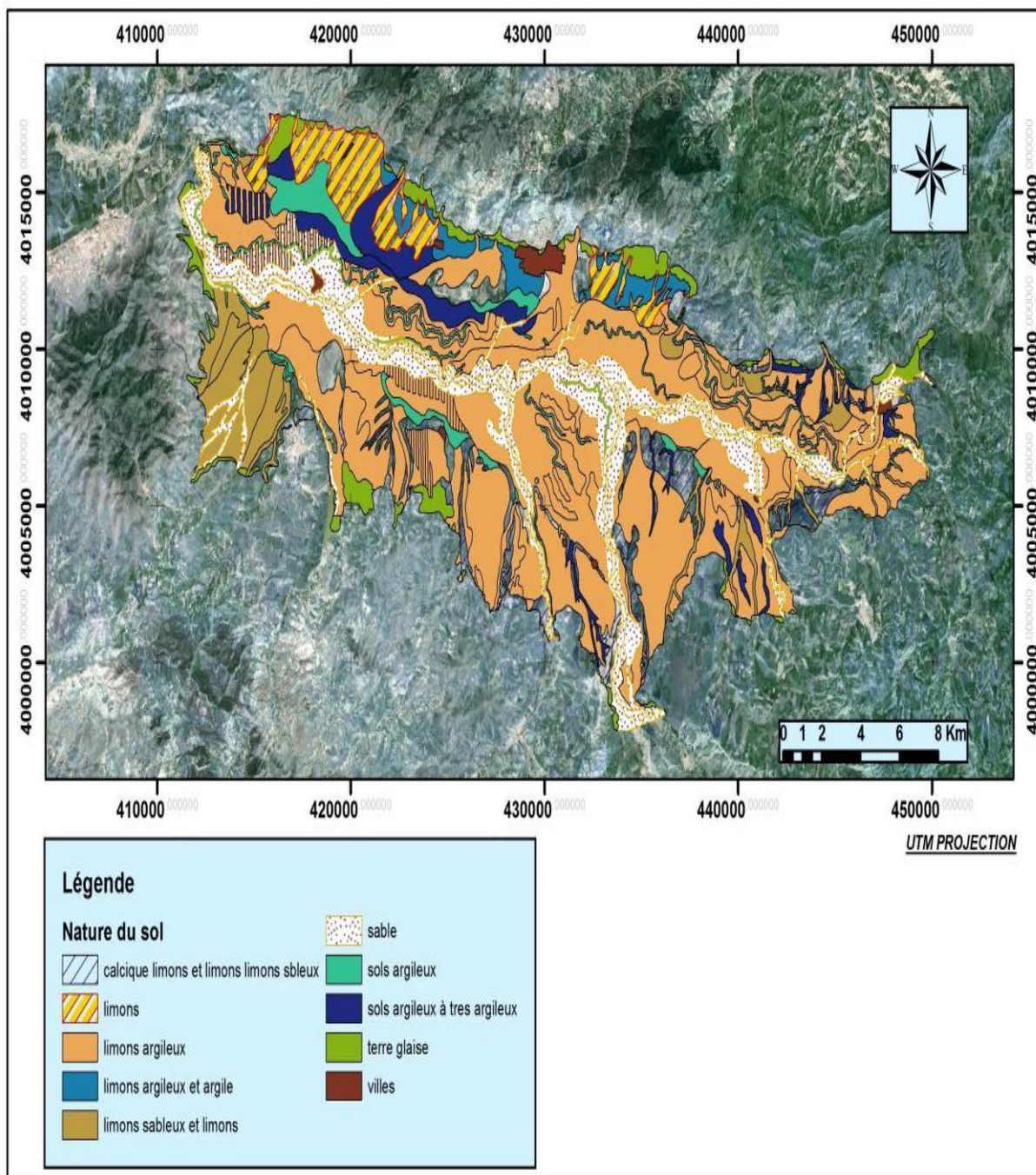
<b>Profondeur (cm)</b>	<b>00-50</b>	<b>50-80</b>	<b>80-140</b>
<b>Argiles (%)</b>	57	66.5	71
<b>Limons fins (%)</b>	10	8.5	4.5
<b>Limons grossiers (%)</b>	16.2	14.1	16.6
<b>Sables fins (%)</b>	15.2	9.7	7.4
<b>Sables grossiers (%)</b>	1.3	1.2	0.7
<b>Matière organique (%)</b>	0.33	0.27	0.25
<b>Azote total (%)</b>	0.13	0.1	0.12
<b>Carbone total (%)</b>	1.96	1.62	1.46
<b>C/N</b>	15	16	12
<b>pH</b>	7.2	7.4	7.4
<b>Conduct.P.S (mmhos/cm)</b>	0.22	0.18	0.17
<b>Calcaire total (%)</b>	2.8	2.8	2.4
<b>Calcaire actif (%)</b>	-	-	-
<b>P<sub>2</sub>O<sub>5</sub>total (ppm)</b>	-	-	-
<b>P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> assimilable (ppm)</b>	27.66	Traces	Traces
<b>K<sub>2</sub>O total</b>	8.2	7.4	7.4

**Interprétation du tableau II-3 :**

## Chapitre II : ETUDE AGRO-PEDOLOGIQUE

---

- Le tableau II-3 montre que le taux d'argile varie entre 50% en surface et 70% dans le deuxième horizon, soit une moyenne de 40,5%.
- Les résultats analytiques du profil nous indiquent que les horizons sont très pauvres en matières humifères, dont le taux varie entre 0,30% en surface et 0,27% en profondeur, ce qui influe considérablement sur les rendements agricoles, un recours en amendements organiques est nécessaire.
- Le C/N avec une moyenne de 15 est élevé et la matière minérale est peu minéralisée. Le faible taux de calcaire total et actif, insignifiant et sans effets sur les cultures peut être dû au lessivage du calcium ou du transport par les eaux de l'oued, d'éléments non calcaires.
- La salinité exprimée par la conductivité électrique est faible.
- La réaction du sol est faiblement alcaline (ph compris entre 8,1 et 8,2), La teneur en P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> assimilable est très faible, ce qui nécessite un apport d'engrais minéraux.



**Figure II 02 :** Répartition spatiale du paramètre nature du sol de la zone d'étude.

Source mémoire de magister benhacene rachid 2004



### II.5 : Les principaux aquifères de la région d'étude

D'après l'étude de la série stratigraphique et ses caractères lithologiques et structuraux, on distingue les niveaux aquifères suivants :

✓ **Les calcaires Jurassiques :**

Constituent un important réservoir qui se particularise par la présence des fissures qui favorisent la circulation et le stockage de l'eau. La densité et la répartition mal connues de ses fissures posent d'énormes problèmes pour l'implantation des puits et des forages.

✓ **Les aquifères du Miocène :**

Se représentent sous-forme de conglomérats plus ou moins argileux et sableux. Les calcaires du Miocène affleurent le long de la limite Sud de la vallée, avec la présence d'espaces vides et des fissures internes ouvertes, dû à la dissolution des carbonates sous l'influence de l'infiltration de l'eau de pluie, particulièrement le long des surfaces de contact.

✓ **Les aquifères du Pliocène :**

Le Pliocène se présente sous forme des grès de l'Astien jaunâtres passant à leur sommet à des sables dunaires à hélix, avec une épaisseur moyenne de 100 m.

✓ **Aquifère alluvionnaire du Quaternaire objet de notre étude:**

Les formations alluvionnaires du Quaternaire constituent l'aquifère le plus important et le plus exploité dans la plaine alluviale de Khemis Miliana. Les descriptions lithologiques des forages montrent que plus de 20% des matériaux traversés sont des sables, graviers ou et une gamme de profondeur des forages varie de 5 à 150 m, Bong, N. et Meziani, S., 2013,(figure 12).

## Chapitre II : ETUDE AGRO-PEDOLOGIQUE

Epaisseur (m)	Log	Lithologie	Age		Comportement Hydrogéologique
10 à 20		Limons et argiles	Quaternaire récent		Semi - perméable
100		Alluvions grossières (grès et poudingues) Alluvions argileuses (sables, graviers, argiles)			Quaternaire ancien
100		Argiles	Pliocène		Imperméable
100		Grès et conglomérats			Perméable
100		Grès et poudingues			Perméable
200		Argiles	Miocène supérieur (Vindobonien)		Imperméable
		Grès et poudingues			Perméable
?		Calcaires	Miocène inférieur (Burdigalien)		Perméable
300		Marnes			Imperméable
1000		Grès et poudingues			Perméable
20		Calcaires	Eocène		Perméable
?		Grès et quartzitiques Argiles et schistes			Perméable
?		Marnes et calcaires marneux	Sénonien		Imperméable
20 à 60		Calcaires et marnes calcaire	Cénomanién		Imperméable
1000		Schistes et banes de quartzites	Crétacé		Imperméable
800 à 1000		Argiles schisteuses	Néocomien		Imperméable
1000		Calcaires	Jurassique		Perméable
?		Gypse et argiles	Trias		Semi-perméable
500		Schistes et quartzites	Permo-Trias		Imperméable

**Figure II 03.** Log litho-stratigraphique et de la plaine alluviale de Khemis Miliana

((A, Perrodon., 1957)

## **Chapitre II : ETUDE AGRO-PEDOLOGIQUE**

---

D'après l'étude de la série stratigraphique de la région d'étude et de ses caractéristiques lithologiques, nous avons distingué la présence d'un aquifère alluvial à double caractère localement une nappe libre avec des passages lithologiques et une présence d'un recouvrement limoneux-argileux, ce qui rend la nappe des alluvions grossières semi-captive localement. Un autre aquifère s'avérait intéressant, attribué au Miocène et l'aquifère des calcaires de Zaccar. Nous allons focaliser notre étude seulement pour les alluvions grossières du Quaternaire. Cet aquifère renferme une nappe très exploitée dans la plaine. Son substratum imperméable et représenté par les marnes et argiles du miocène.

### **Conclusion:**

Ce chapitre a été consacré à l'analyse agro-pédologique de la zone d'étude. Les sols appartiennent aux classes qui présentent des potentialités de mise en valeur importante.

Les analyses physico-chimiques des sols ont mis en évidence des propriétés adéquates. En effet, la majorité des sols présentent les caractéristiques suivantes :

- Texture argileuse à argileux-limoneuse.
- Sol moyenne perméable, et à bonne activité biologique avec une matière organique décelable.

De façon générale les sols présentent de bonnes aptitudes culturales à diverses spéculations agricoles les plus cultivées dans la région, ce qui constitue un avantage agronomique pour l'aménagement du périmètre du haut chilif

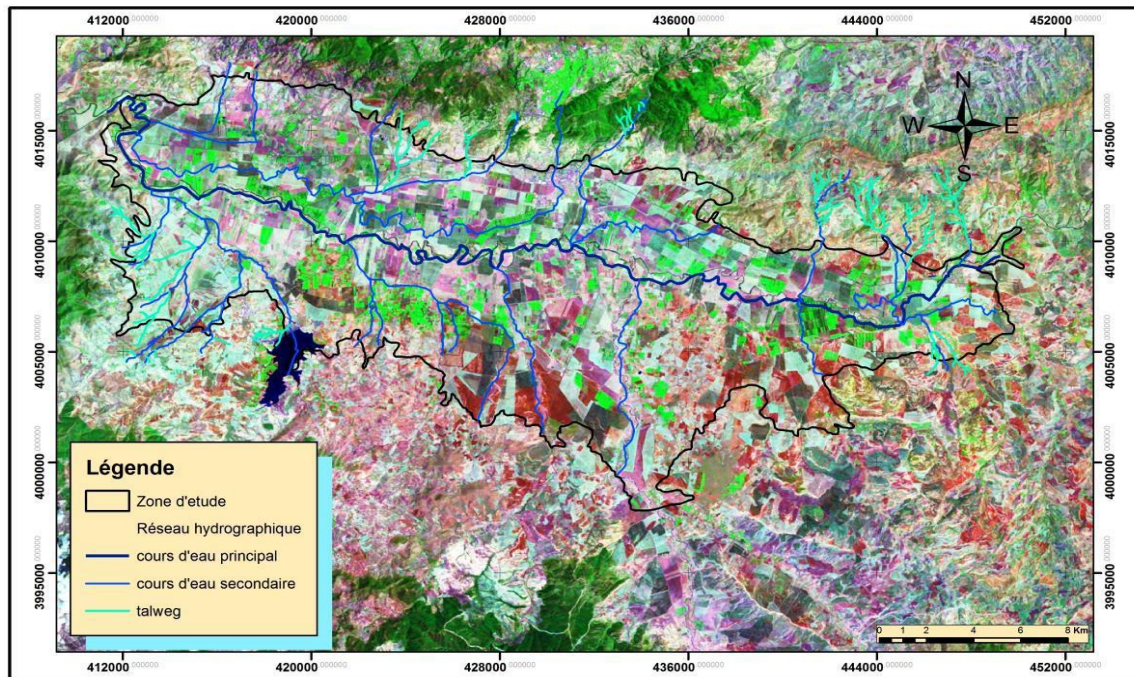
## **Chapitre III : Ressources en eau**

### III.1 Introduction

Etant une ressource indispensable à la croissance des plantes, l'eau est un élément constitutif majeur de la matière végétale ; pour cela on va présenter dans ce chapitre les ressources en eau qui peuvent alimenter notre zone d'étude et d'analyser les pluies, qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydro-agricole. L'étude porte sur la qualité de l'eau, l'homogénéisation des séries pluviométriques, et l'étude fréquentielle des séries pluviométriques par des lois statistiques, et la détermination de l'année de calcul.

### III.2 Réseau hydrographique

La plaine du Haut Chélif est traversée d'Est en Ouest par Oued Cheliff et ses principaux affluents qui sont Oued Souffay, Millet et Boutane au Nord, Deurdeur, Massine et Harreza au Sud (Figure01).



**Figure III 01.** Réseau hydrographique de la région d'étude sur un fond satellitaire

Source mémoire de magister benhacene rachid 2004

**Tableau III .01. Réseau hydrographique de la plaine Alluviale de Khemis Miliana (Bong, I. et Meziani, S., 2013)**

Cours d'eau	Longueur en (m)	Direction d'écoulement
Cheliff	59275.7	E-W
Souffay	4305.85	NNE-SSO
Millet et Boutane	30897	E-W
Deurdeur	5171	SSO-NNE
Massine	6424	SSE-NNO
Harreza	10273	SE-NO
Djelida	5665	ESE-ONO

Toutes les eaux issues des principaux affluents représentés par les Oueds de : Souffay et Boutane au Nord, Oued Deurdeur et Harreza au Sud sont collectées en direction du centre de la plaine du Cheliff vers le principal Oued en question, ce dernier draine toutes les eaux du bassin versant du Cheliff vers l'exutoire.

**III .3.1 : Eaux de surface :**

Le contexte géo climatique de la haut chilif qui s'illustre par un climat semi-aride marqué par deux saisons, l'une relativement humide d'octobre à avril et l'autre chaude et sèche, fait que la zone subit un important déficit en eaux superficielles. Mais la géomorphologie de dépression (cuvette) permet l'accumulation des eaux provenant des reliefs environnant.

**III .3.2 : Eaux souterraines :**

Ce sont les eaux emmagasinées dans des aquifères et que l'on exploite par l'intermédiaire de forages et de puits selon leur profondeur. A travers une analyse de la

géologie et l'hydrogéologie régionale et locale, on détermine l'existence de ces eaux souterraines.

### **III .3.3 : Eaux de surface :**

Le périmètre du Khemis est drainé par un réseau Hydrographique bien marqué dont les ramifications principales sont constituées par les affluents marquants de l'oued Chelif, on trouve :

- l'Oued Deurdeu
- l'Oued Cheliff
- l'Oued Harraza
- l'Oued Massin

Les affluents de rive gauche ont des bassins versants beaucoup plus étendus, dont la partie supérieure formée par les reliefs montagneux de l'Ouarsenis.

Les deux oueds principaux (Deurdeur ; Chelif), qui bénéficient d'un régime hydrologique favorable, ont fait l'objet d'aménagement en vue d'une mobilisation de leurs ressources en eau (barrages de Harraza)

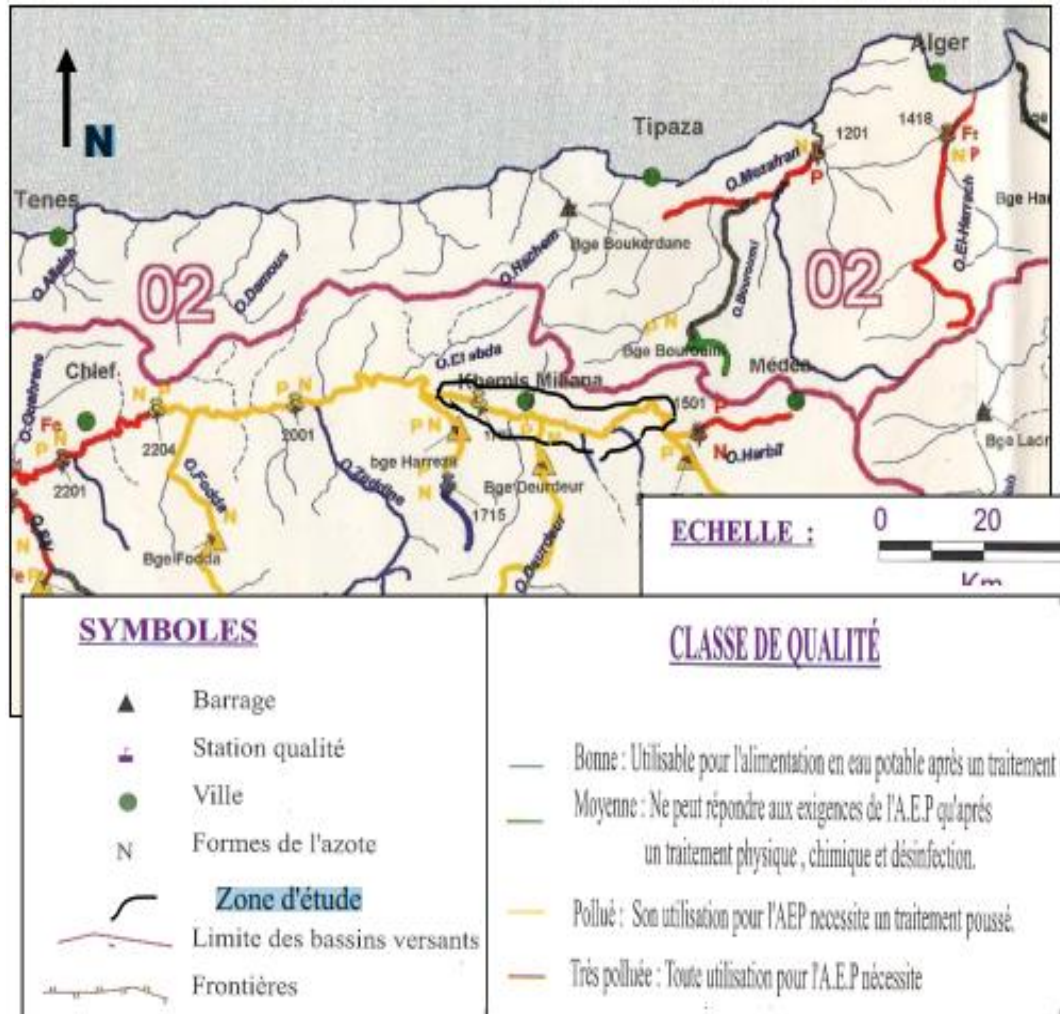
Outre ces affluents principaux, le périmètre du Khemis est concerné par l'existence d'un très grand nombre de petits oueds Massin, Guergoure ,Tletta, Djelida, issus de reliefs de bordure .A leur entrée dans la plaine (ligne de rupture de pente) la plupart de ces oueds se dés encaissent et abandonnent leur débit solide, donnant naissance à de véritables cônes de déjection Sablo- limoneuse .

Les eaux décantées s'écoulent alors, par un réseau de surface diffus et peu marqué en direction des thalwegs et des points bas de la plaine, où elles s'accumulent et provoquent des engorgements temporaires particulièrement néfastes aux cultures

### **III .4 : Qualité de l'eau superficielle**

D'après la carte de la qualité de l'eau superficielle accomplie par l'ANRH Blida durant la campagne 1999 (séminaire DHW Rilizane : 1999) (voir fig. N°).et selon les grilles de classification des qualités des eaux superficielles (Tableau N°) on remarque que les eaux

superficielles de la zone d'étude particulièrement oued Chélif sont polluées si en utiles pour AEP par les nitrates. Mais en peut utilises on irrigation.



**FIG III 02: Extrait de la carte de la qualité des eaux superficielle source : ANRH - alger**

Le principe ressource en eau destinée à l'irrigation du périmètre du Khemis provient exclusivement des eaux stockées dans les barrages (barrage de GHRIB et DERDAR ) qui se présentent comme suit :

Les apports des différents sous-bassins versants actualisés sur la base de nouvelles séries hydrologiques disponibles et collectées auprès de l'Agence National des Ressources Hydriques sont récapitulés dans les Tableaux suivant:



**Tableau III 02 : Capacités et volumes des barrages existants au niveau de la zone**

Barrage	Capacité totale (Hm <sup>3</sup> )	Volume régularisable (Hm <sup>3</sup> )
ghrib	177	65
Deurdeur	110	45

**Tableau III 03: Caractéristiques des barrages existants au niveau de la zone**

<b>Barrage</b>	<b>Oued</b>	<b>Aire du B.V (km<sup>2</sup>)</b>	<b>Capacité (hm<sup>3</sup>)</b>	<b>Mise en Service</b>	<b>Destination</b>
<b>ghrib</b>	ghrib	689	177	1939	<b>Irrigation+ AEP</b>
<b>Deurdeur</b>	Deurdeur	468	110	1985	<b>Irrigation + AEP</b>

-Les Ouvrages hydrauliques **existants au niveau de la zone:**

- > Conduite d'adduction reliant Seuil de dérivation sur l'Oued Deurdeur au réservoir existant de Sidi-Farès;
- > Château d'eau de Harraza
- > Château d'eau de Sidi Fares
- > Station de pompage de Harraza à l'aval du barrage de Harraza
- > Station de pompage de Khémis II.

### III .4.1 : Qualité de l'eau d'irrigation :

Parmi les caractéristiques physico-chimiques des eaux d'irrigation la salinité qui constitue l'aspect le plus important ; l'irrigation avec des eaux chargés en sel entraîne une accumulation de ses dernier dans la couche active de sol, qui peut provoquer des problèmes dans l'accroissance des plantes.

### III .4.2 :Classification des eaux pour l'irrigation :

#### a) Classification mondiale (F.A.O) :

La classification donnée en fonction de la concentration des sels

*1 g/l	bonne irrigation.
*1-3 g/l	faiblement salée.
*3-5 g/l	moyennement salée
*5-10 g/l	fortement salée.
*>10g/l	extrêmement salée.

#### b) Classification américaine :

La classification américaine est basée sur deux paramètres (CE à 25°C et S.A.R)

#### c) Pour la conductivité électrique C.E

•C1 : C.E<0,250	mmhos/cm	l'eau de faible salinité
•C2 :0 ,250<C.E<0,750	mmhos/cm	l'eau de salinité moyenne
•C3 :0,750<C.E<2,250	mmhos/cm	l'eau à forte salinité
•C4 :C.E>2,250	mmhos/cm	l'eau à très forte salinité

#### d) Pour le coefficient d'adsorption du sodium S.A.R

S.A.R est calculé par la formule suivante :

$$S.A.R = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}} \quad \text{Avec : } Na^+, Ca^{++}, \text{ et } Mg^{++} \text{ en meq/l.}$$

•S1 :S.A.R<10

L'eau contenant une faible quantité de sodium, peut être utilisée pour l'irrigation de presque tous les sols sans qu'il y ait à craindre que des difficultés ne surgissent du point de vue alcalinisation.

•S2 :10<S.A.R<18

Les eaux contenant une faible quantité moyenne de sodium, peuvent présenter quelques difficultés dans les sols à texture fine, à moins qu'il n'y ait du gypse dans le sol, ces eaux peuvent être utilisées sur des sols à texture grossière ou sur des sols organiques qui absorbent bien l'eau.

•S3 :18<S.A.R<26

Les eaux contenant une quantité de sel élevée, peuvent provoquer des difficultés dans la plupart des sols et ne peuvent être employées qu'avec des précautions spéciales : bon drainage, lessivage important et addition de matière organiques. S'il y a une forte quantité de gypse dans le sol, il peut ne pas surgir de difficultés pendant quelques temps. S'il n'y a pas de gypse, il faut ajouter un amendement chimique exerçant le même effet.

•S4 :S.A.R>26

Les eaux contenant une quantité très élevée de sodium, sont généralement impropres à l'irrigation, sauf pour un degré de salinité moyen ou faible, lorsque l'usage de gypse ou amendements analogues permettent l'utilisation.

La composition chimique moyenne des eaux disponibles et les résultats des analyses sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III 04:La composition chimique et la qualité d'eaux d'irrigation.**

		Barrage de GHRIB (Oued GHRIB)	Oued Cheliff
Salinité moyenne(g/l)		0.85	0.93
Conductivité électrique (millimohos)		0.55	0.62
Bilan ionique (meq/l)	Ca <sup>++</sup>	3.9	4.9
	Mg <sup>+</sup>	2.8	5.5
	Na <sup>+</sup>	6.0	6.5
	Cl <sup>-</sup>	6.2	6.6
	So <sub>4</sub> <sup>--</sup>	4.5	7.7
	So <sub>3</sub> H	3.0	2.5
SAR		<b>3.3</b>	<b>2.8</b>
Classement de riverside		<b>C2-S1</b>	<b>C2-S1</b>

Source : A.P.D 1.1 mémoire explicatif (A.G.I.D )

**Tableau III 05: Résultat de l'analyse d'eau forage**

Elément	mg/l	méq/l
Ca <sup>++</sup>	70	3.52
Mg <sup>++</sup>	82	6.7
Na <sup>+</sup>	310	13.5
K <sup>+</sup>	11	0.27
Cl <sup>-</sup>	517	14.55
SO <sub>4</sub>	72	1.5
HCO <sub>3</sub>	383	6.27
CO <sub>3</sub>	0	0
NO <sub>3</sub>	2	0.03
Somme des cations	22.93méq/l	
Somme des anions	22.35méq/l	
Somme des ions	1432mg/l	
Résiduelsecà110°C	1400mg/l	
Minéralisation	1419mg/l	
Conductivitéà25°C	0.7mmhos/cm	
PH	7.14	
Turbidité (FTU)	2	

**Interprétation :**

L'eau du forage prévue pour l'irrigation du périmètre a une conductivité électrique CE = 0.7 mmhos/cm, donc le risque de salinité est moyen classe C<sub>2</sub>. Ce qui présente un risque moyen, et convient pour les plantes moyennement tolérantes.

$$SAR = \frac{13.5}{\sqrt{\left(\frac{6.7+3.52}{2}\right)}} = 6$$

### Chapitre III : -Ressources en eau

Dans notre cas on a le S.A.R = 6 ; Risque faible. Classe S1-C2

Pour déterminer la classe des eaux d'irrigation de notre barrage on se base sur le diagramme de Riverside, d'après l'US Salinity Laboratory Staff (1954).

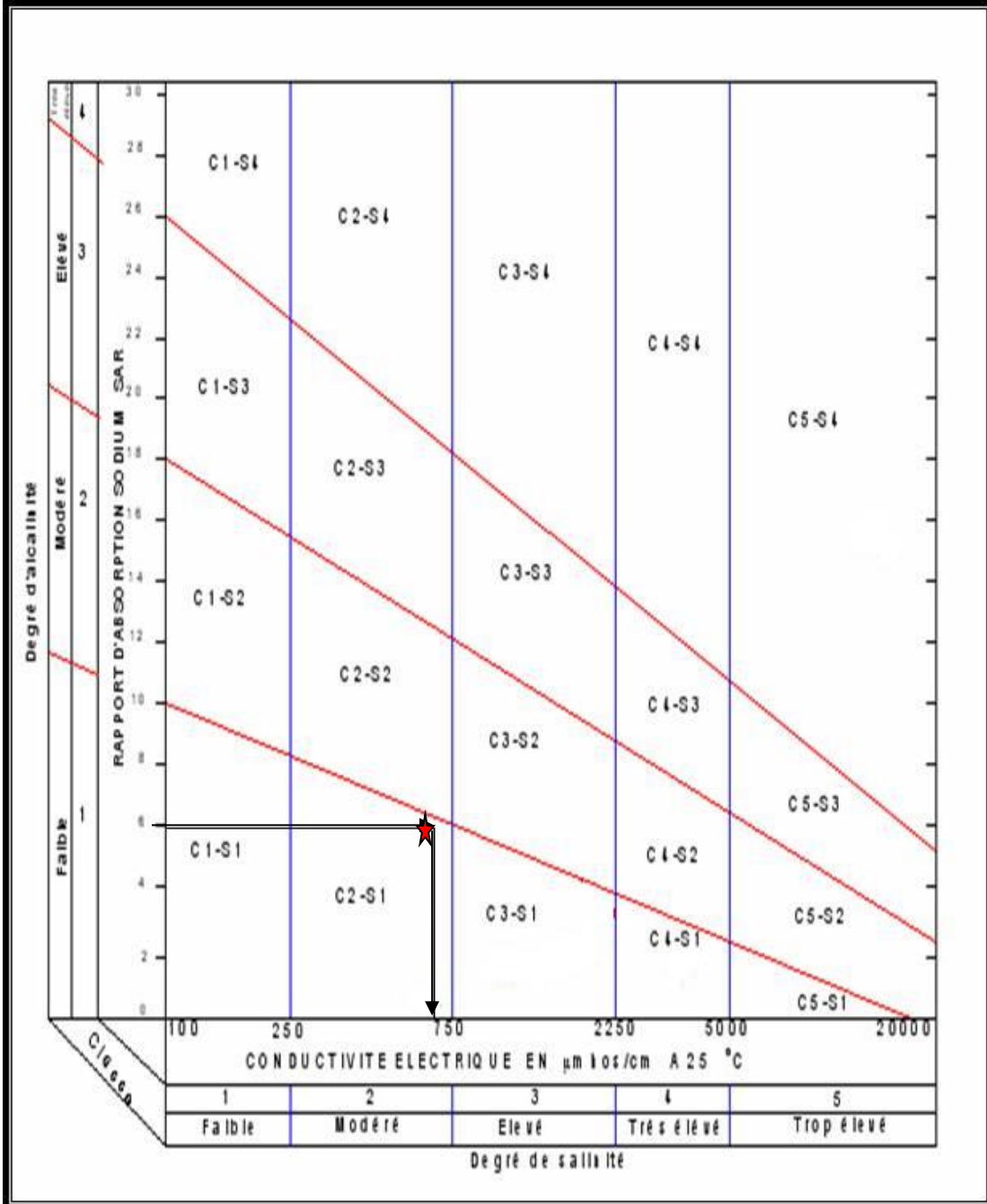


Figure III.03 : Diagramme de classification des eaux d'irrigation

#### **Interprétation :**

Les eaux de barrage de GHRIB d'un résidu sec moyen de mois de 1 g/l, ce qui représente une salinité faible. Le coefficient SAR égal à 3,3 et la conductivité électrique de 0.73mS/cm présente ainsi un risque d'alcalinisation moyenne. Il en est de même pour les eaux de barrage de Harraza dont le résidu sec moyen est 0,93 g/l. un SAR faible (SAR=2.8) et une conductivité électrique de 0,62mS/cm, de ce fait les eaux destinées pour satisfaire les besoins du périmètre de Khemis sont jugées de bonne qualité.

#### **Conclusion:**

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés aux ressources en eau du périmètre du Haut Chélif, puisque c'est le premier élément indispensable dans tout projet d'irrigation. Pour ce qui est des ressources en eau, le périmètre sera alimenté par le barrage de ghrib et le Oued Chélif, Les analyses chimiques des eaux, ont montré que la qualité de ses eaux est bonne, le risque de salinisation et d'alcalinisation est faible.

Les analyses effectuées ont mis en évidence des propriétés adéquates pour l'irrigation et pour l'aménagement de ce périmètre

## **Chapitre IV : - Étude Hydrologique**



## Chapitre IV : - Étude Hydrologique

### IV : Interdiction

L'étude hydrologique est nécessaire dans les projets d'irrigation, elle permet de déterminer les pluies de fréquences données, qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydro-agricole, tels que :

- Le calcul des besoins des cultures projetées dans le périmètre.
- Le dimensionnement du réseau de distribution.

#### IV .01 : Choix de la station pluviométrique :

L'étude des précipitations de la région du Haut Cheliff est basée sur les données des stations qui font partie du réseau pluviométrique géré par l'Agence Nationale des Ressources Hydraulique (ANRH), et l'Institut National des Grandes Cultures.

Les données disponibles relatives à ces différentes stations, nous ont permis de caractériser la région d'étude du point de vue apport en eau météoriques et particulièrement pour une période s'étalant de 1980-2014

**Tableau IV.1 : Caractéristiques des stations pluviométriques, d'après A.N.R.H Période (1980-2013).**

Stations	Code	X(m)	Y(m)	Z(m)	Pm (mm)
Ababssa	01-17-15	414166,16	4002034,5	317	354,9
Arib Chellif	01-17-02	412561,16	4016440,25	230	410,5
Khemis Miliana	01-17-17	431848,16	4012029,25	285	418
Barrage de Harraza	01-17-18	428376,88	4005240,25	315	373,1
Ain Sultane	01-15-12	437142,94	4010312,5	295	412,1
Sidi Lakhdar	01-17-11	425052,56	4013500,5	250	384,9
Ain Defla	01-18-04	407652,56	4013805	270	424,8
Sidi Mokrifi	01-16-06	436173,91	3988065,25	540	375,3
Bordj Emir Khaled	01-17-03	428853,28	3997638,5	500	335,7
Gherib Cheliff	01-14-07	460267,69	4002141,5	460	459,6

## Chapitre IV : - Étude Hydrologique

Pour l'exécution de l'étude hydrologique, nous avons pris en considération la station khmise miliana de qui est contre du site et comporte une période d'observations de pluies annuelles plus longue.

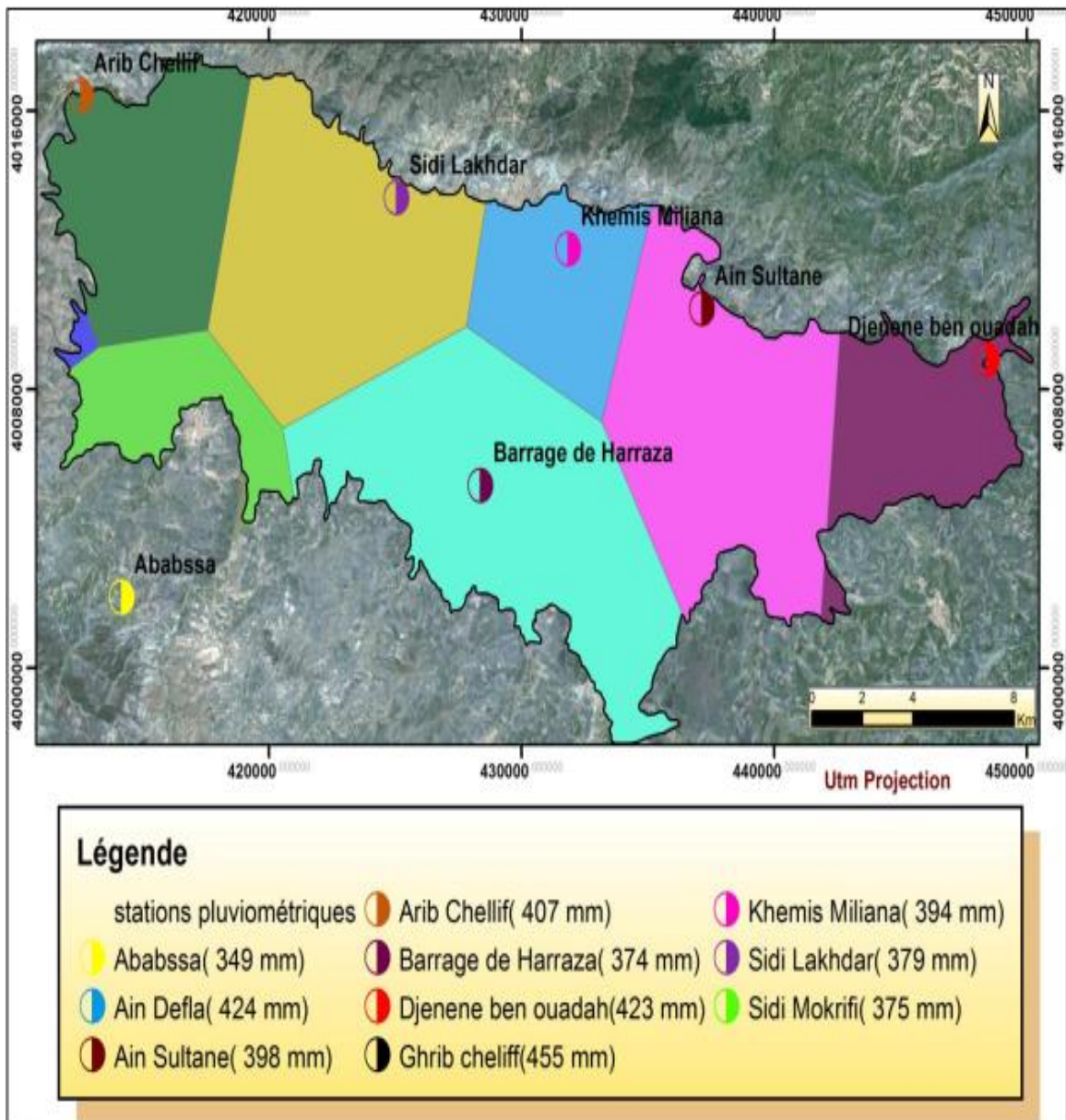


Figure IV .01: localisation de station de khmise miliana

Source mémoire de magister benhacene rachid 2004

## Chapitre IV : - Étude Hydrologique

**Tableau IV.2: Pluies mensuelles (Station : khmise miliana code:01-17-17).  
Source : ANRH Alge**

Mois Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv.	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juin	Août	Annuelle
<b>1980</b>	7.1	19.7	47.5	171.9	20.3	45.7	50.4	77.1	25.8	4.2	2.2	8.8	<b>480.7</b>
<b>1981</b>	6.9	11	0	73.1	82.5	84.4	34.5	16.9	20.7	8.8	0	3.8	<b>342.6</b>
<b>1982</b>	8.6	80	141	65.1	1.2	49.6	21.4	11.8	7.6	0	6.7	0.6	<b>393.6</b>
<b>1983</b>	0	7	62.5	38.4	50.3	53.3	42.6	23.1	68.5	23.5	0	0.3	<b>369.5</b>
<b>1984</b>	17.3	77.9	47.5	66.7	45	69	66.9	9.1	69.9	1	0	0	<b>470.3</b>
<b>1985</b>	363	5.4	51.7	33.4	115.8	122.1	69.1	14.2	2.5	12.4	4.7	3	<b>470.6</b>
<b>1986</b>	21.8	52.3	47.1	110.5	88.8	126.8	20.5	0.2	6.6	2.9	41.3	1.2	<b>520</b>
<b>1987</b>	5.4	12.6	61.4	34.5	28.4	10.5	43.9	35.3	52.5	27	0	0	<b>311.5</b>
<b>1988</b>	6	28.1	19.3	96.1	15.9	45.1	82.3	56.8	3.3	50.2	3.6	22.4	<b>429.1</b>
<b>1989</b>	12.9	3.1	21.8	18.5	51.7	0	47.4	70.8	30.1	7.3	19.6	3.4	<b>286.6</b>
<b>1990</b>	39.1	19.1	41.3	70	49.5	74.7	60.3	22.1	10.1	19.9	0.4	16.4	<b>422.9</b>
<b>1991</b>	5.2	44.1	45.4	6.5	161.3	12.9	75.7	45.5	54.1	22.2	3.1	1.6	<b>477.6</b>
<b>1992</b>	2	28.8	37.6	32.1	3	70.3	24.6	66.4	20	0	0	3.4	<b>288.2</b>
<b>1993</b>	30	5.5	21.8	27.3	29.4	49.7	3.7	17.2	7.5	0	0	0	<b>192.1</b>
<b>1994</b>	78.1	26.2	48.8	38.8	123.7	27.5	69.1	13.8	1.2	8.1	0	8.2	<b>443.5</b>
<b>1995</b>	30.3	28.8	56	38.1	63.6	155.2	75.1	78.6	29.6	23.1	11.2	0.9	<b>590.5</b>
<b>1996</b>	20.3	34.4	7.8	57.9	57.2	11.5	1.7	76.8	32.1	1.2	2	10	<b>312.9</b>
<b>1997</b>	41.7	37.7	110	39.7	18.4	31.1	18.2	32.9	100.8	2.8	0	0.1	<b>433.4</b>
<b>1998</b>	19.6	31	33	22.7	73	117.9	72	3.9	7.5	14.2	0	20.4	<b>415.2</b>

## Chapitre IV : - Étude Hydrologique

<b>1999</b>	21.1	13.5	42.7	123.5	8.6	0	7.5	22.7	3.8	0.2	0	0.5	<b>244.1</b>
<b>2000</b>	23.5	47	100.6	46.2	107.4	16.1	1.2	58.5	15	0.4	0	2	<b>417.9</b>
<b>2001</b>	34	39.1	77.1	29.1	23.3	17.5	23.8	24.2	32.9	0.5	0.5	15	<b>317</b>
<b>2002</b>	10.9	20.9	51.4	47.4	111.4	78.6	8.3	40	12.5	0	0.1	0.3	<b>381.8</b>
<b>2003</b>	21	28.1	72.5	78.2	36	33.6	39.4	25.3	35	6.3	0	2.8	<b>378.2</b>
<b>2004</b>	11.1	20.6	55.8	102.3	70	86.2	23.5	11.7	0.5	0	0.2	0	<b>381.9</b>
<b>2005</b>	10.2	61	52.9	74	55.2	76.3	25.2	6.5	50.3	6.8	0	3	<b>421.4</b>
<b>2006</b>	21.5	1.4	12.2	71	16.5	47.6	123.6	70.7	4.6	0.4	7.5	2	<b>379</b>
<b>2007</b>	60.2	73.3	105.6	31.4	24.9	13.7	64.9	5.1	36.7	25.3	1.9	0.1	<b>443.1</b>
<b>2008</b>	23.6	113.2	77.2	105	89.4	31.8	73.5	74.9	19.1	0.4	3.1	1.7	<b>612.9</b>
<b>2009</b>	24.3	3.8	67.3	83.4	95.6	91.5	48.2	19.8	21.2	0.7	0	40.2	<b>496</b>
<b>2010</b>	1.5	88.3	86	37.9	64.9	72.6	31	59.5	56.7	14.4	3.2	0.8	<b>516.8</b>
<b>2011</b>	0.2	34.7	107.6	35.5	30.9	127.5	76.7	87.3	20.2	2.1	0	0	<b>522.7</b>
<b>2012</b>	1.4	33.4	69.5	7.1	85.4	69.8	60.2	51.8	44.2	0.1	2	22.3	<b>447.2</b>
<b>2013</b>	22.8	4.1	68.7	55.1	61.4	40.8	80.6	8.4	8.2	21	0	0.2	<b>371.3</b>
<b>moyenne</b>	29.49	33.39	57.31	57.89	57.64	57.67	46.09	36.44	26.80	9.04	3.33	5.75	<b>411.24</b>

D'après les résultats du tableau ci-dessus, on remarque une irrégularité dans la Répartition des précipitations et aussi une variabilité mensuelle pour la période 1980 –2013. Ces pluies sont nettement insuffisantes pour les mois de juin, juillet et août, elles sont moyennes durant les mois de printemps et relativement maximales en hiver.

## Chapitre IV : - Étude Hydrologique

---

### IV.02 : Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon. La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique par cette méthode repose sur le procédé suivant :

- On divise la série complète en deux sous séries : X et Y tel que :  $N_1$  et  $N_2$  représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement  $N_1 > N_2$  :
- On constitue par la suite, la série X union Y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous séries appartient elle.

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

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

Avec :

$$W_x = \sum \text{Rang}_x$$

$W_x$  : Somme des rangs de sous-séries.

$$W_{\min} = \left( \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} \right) - 1.96 \left( \frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{1/2}$$

$$W_{\max} = [(N_1 + N_2 + 1).N_1 - W_{\min}]$$

Les résultats du test de Wilcoxon sont détaillés comme suit :

## Chapitre IV : - Étude Hydrologique

rang	Série d'origine	Série Y(mm)	Série X(mm)	TRI(mm)	Xunion Y
1	480.7	480.7	342.6	192.1	x
2	342.6	393.6	470.6	244.1	x
3	393.6	369.5	520	286.6	x
4	369.5	470.3	429.1	288.2	x
5	470.3	311.5	286.6	311.5	y
6	470.6	422.9	288.2	312.9	x
7	520	477.6	192.1	317	y
8	311.5	317	443.5	342.6	x
9	429.1	378.2	590.5	369.5	y
10	286.6	381.9	312.9	371.3	x
11	422.9	516.8	433.4	378.2	y
12	477.6	522.7	415.2	379	x
13	288.2		244.1	381.8	x
14	192.1		417.9	381.9	y
15	443.5		381.8	393.6	y
16	590.5		421.4	415.2	x
17	312.9		379	417.9	x
18	433.4		443.1	421.4	x
19	415.2		496	422.9	y
20	244.1		447.2	429.1	x
21	417.9		371.3	433.4	x
22	317		612.9	443.1	x
23	381.8			443.5	x
24	378.2			447.2	x
25	381.9			470.3	y
26	421.4			470.6	x
27	379			477.6	y
28	443.1			480.7	y
29	612.9			496	x
30	496			516.8	y
31	516.8			520	x
32	522.7			522.7	y
33	447.2			590.5	x
34	371.3			612.9	x

**Tableau IV.3: Les résultats du test de Wilcoxon**

## Chapitre IV : - Étude Hydrologique

En se basant sur le test de Wilcoxon, on obtient :

$$W_x = 338, \quad W_{\min} = 312.6; \quad W_{\max} = 422.3$$

Donc :  $312,60 < W_x < 422,3$

La condition de **M<sup>r</sup> Wilcoxon** est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelles de la station de **khemise miliana** est homogène.

### IV.03 : Ajustement statistique des pluies

Les données de 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 loi log–normale**

#### IV.03.1 : Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale

On dit qu'une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \text{ (Fréquence au non dépassement)}$$

$u$  Est la variable réduite de Gauss .Elle est donnée par  $u = \frac{x-\bar{x}}{\sigma}$

Le procédé d'ajustement consiste à :

- Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant.
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- Calculer la fréquence expérimentale
- Variable réduite de gauss  $u$

## Chapitre IV : - Étude Hydrologique

---

- Calcul des caractéristiques empiriques de loi  $\bar{x}$ ,  $\sigma$  ;  $Cv$  ;  $Cs$
- Tracer la droite de Henry sur papier de probabilité gaussien.

Avec :

L'équation de la droite de Henry est :  $x_{p\%} = \bar{x} + \sigma \cdot u_{p\%}$  (III-

4)

- $\bar{x}$  : Moyenne arithmétique ;
- $x_{p\%}$  : Précipitation de probabilité P% ;
- $\sigma$  : Écart type ;
- $Cv$  : Coefficient de variation ;
- $Cs$  : Coefficient d'asymétrie ;

### IV.03.2 : Ajustement à la loi log-normale (Galton) :

On dit qu'une Variable aléatoire  $X$  a une distribution log normal lorsque :  $Y = \ln X$  est normal. La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variable. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \text{ (Fréquence au non dépassement)}$$

Avec la valeur réduite  $u$  est donnée par :  $u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}$ .

L'équation de la variable réduite présente sous forme de :  $\ln x = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$  est l'équation d'une droite sur un papier Gausso-logarithmique en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

Procédé de l'ajustement :



## Chapitre IV : - Étude Hydrologique

---

- Classement des valeurs par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale :  $\bar{x}$  et  $\sigma$  ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série transformée en logarithmique  $\overline{\ln x}$  et  $\sigma_{\ln x}$  ;
- Report des valeurs sur papier Gausso-logarithmique ;
- Détermination de la droite de Galton  $\ln xp\% = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$ . (III-5)

Avec  $xp\%$  : précipitation probable à P%.

$\overline{\ln x}$  : Moyenne arithmétique du log des précipitations observées.

$\sigma_{\ln x}$  : La variance calculée pour les précipitations observées sous l'échelle logarithmique sa formule s'écrit comme suit :

$$\delta_{\ln x} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{i=n} [\ln(X_i) - \overline{\ln(X)}]^2} \quad \text{Si } n < 30. \quad (\text{III-6})$$

$$\delta_{\ln x} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=n} [\ln(X_i) - \overline{\ln(X)}]^2} \quad \text{Si } n \geq 30. \quad (\text{III-7})$$

### IV.03.3 : Test de validité d'un ajustement

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique de l'échantillon, ne représente qu'approximativement l'échantillon étudié, l'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. L'un des tests le plus employé, est le test du Khi carré ( $\chi^2$ ).

Soit un échantillon de N valeurs, classées par ordre croissant ou décroissant à étudier, et pour lequel une loi de répartition F(X) a été déterminée :

## Chapitre IV : - Étude Hydrologique

---

On divise cet échantillon en un certain nombre de classes  $K$  contenant chacune  $N_i$  valeurs expérimentales. Le nombre  $V_i$  est le nombre théorique de valeurs sur un échantillon de  $N$  valeurs affectées à la classe  $i$  par la loi de répartition, donnée par la relation suivante :

$$v_i = N \int_{x_{i-1}}^x f(X) dX = N[F(X_i) - F(X_{i-1})].$$

$f(X)$  : étant la densité de probabilité correspondant à la loi théorique. La variable aléatoire  $\chi^2$ , dont la répartition a été étudiée par Pearson, est définie par l'expression suivante

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^K \frac{(n_i - n'_i)^2}{n'_i} \quad (\text{III-8})$$

$\gamma : \gamma = k - 1 - m$

Avec :

$m$  : Nombre de paramètres de la loi, dont dépend la loi de répartition ( $m=2$ ).

On calcule  $\chi^2$ , on calcule le nombre de degré de liberté  $\gamma : \gamma = k - 1 - m$ . On détermine  $\chi^2_{\text{théorique}}$  sur la table de Pearson

Avec :  $\chi^2_{\text{théorique}} = g(\gamma, \alpha)$

La loi est adéquate pour une erreur  $\alpha = 0.05$  si et seulement si :  $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$

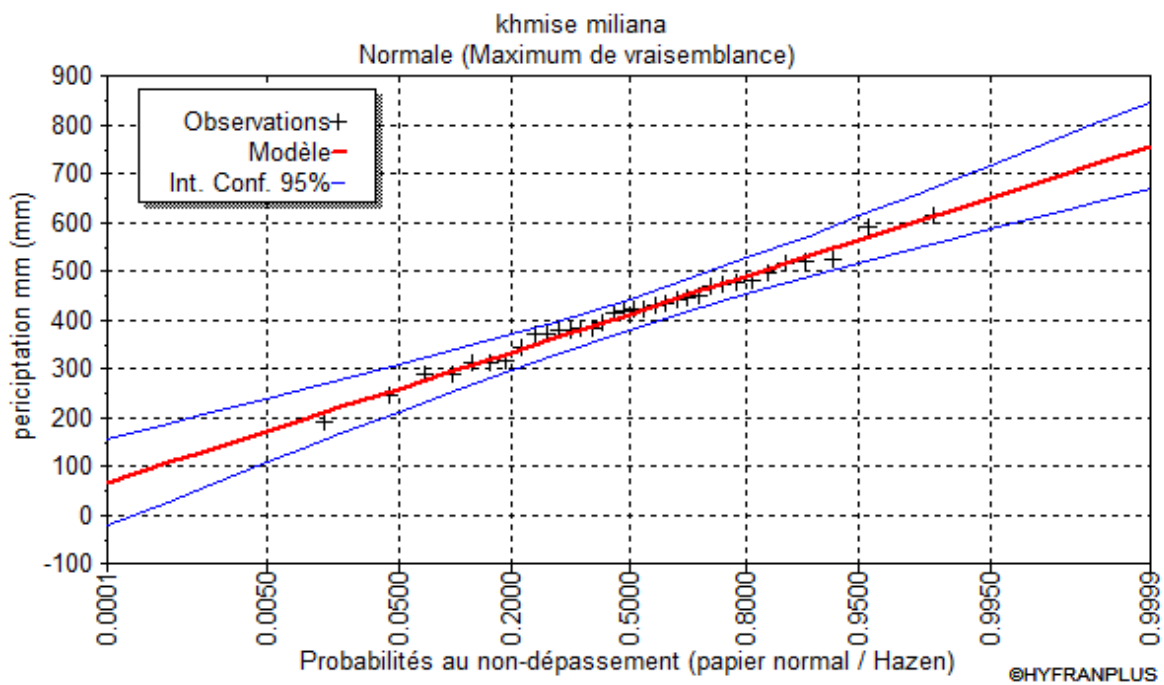
Pour les calculs nous avons utilisé le logiciel HYFRAN.

**Tableau IV.4 : Test de validité des deux ajustements**

## Chapitre IV : - Étude Hydrologique

Loi normale	Loi log normale
$\chi^2_{\text{calculé}} = 4.0$	$\chi^2_{\text{calculé}} = 6.37$
Degré de liberté $\gamma = 5$ .	Degré de liberté $\gamma = 5$ .

Après examen des ajustements obtenus, il ressort que la **loi normale** ajuste mieux la série des pluies annuelles à la station de **khemise miliana** .



**Figure IV .02: Ajustement des pluies annuelles à la loi normal.**

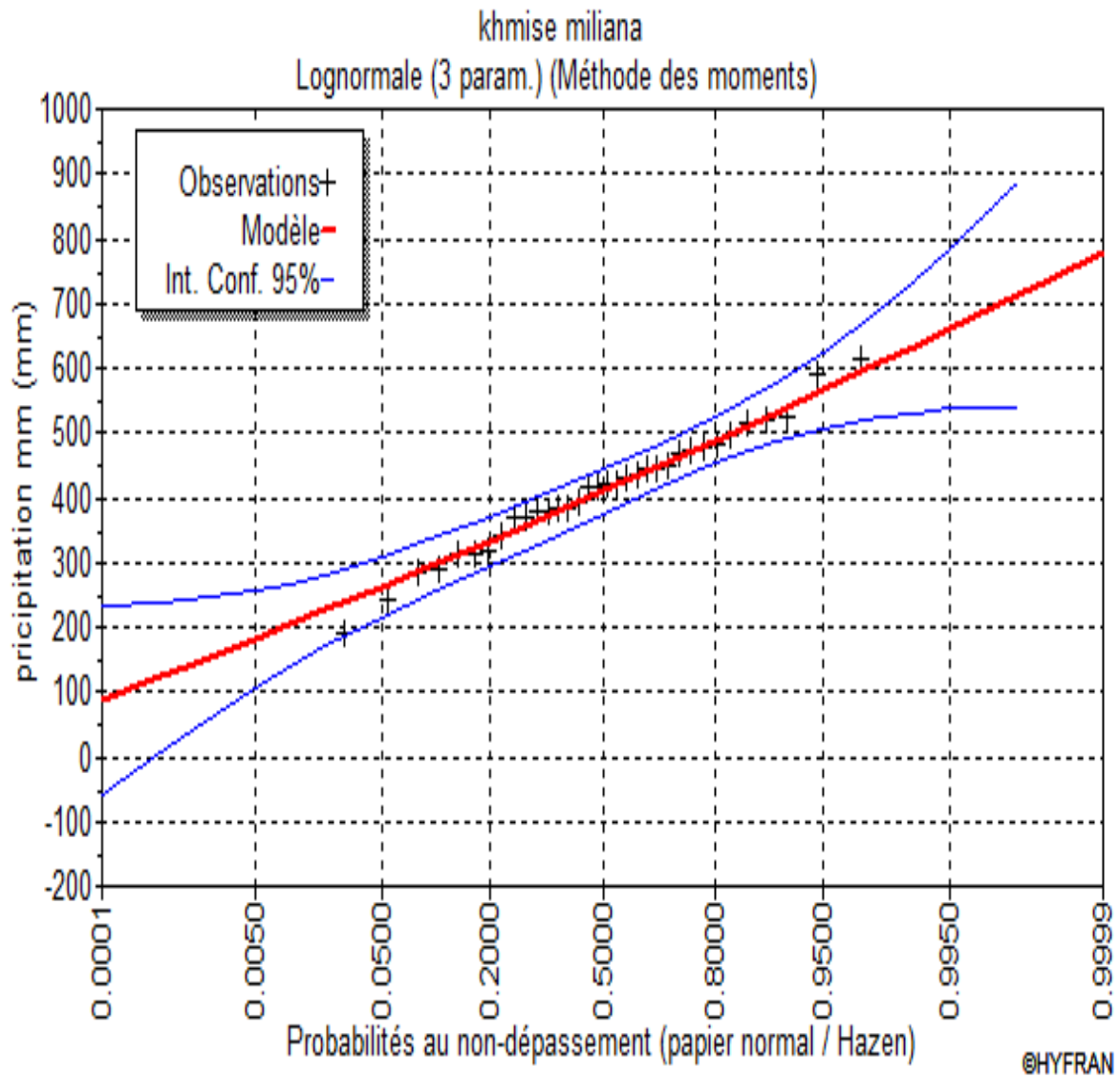


Figure IV .03 : Ajustement des pluies annuelles à la loi de log-Normale

#### IV.03.4Détermination de l'année de calcul

Puisque la loi normale est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne annuelle (fréquence 80%) représentative de la région.

## Chapitre IV : - Étude Hydrologique

---

**Tableau IV.5 : Ajustement à la loi de Gauss.**

<b>T = 1/q</b>	<b>q = F(X) (probabilité au non-dépassement)</b>				
<b>P. Retour</b>	Fréquence	Quantile	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
<b>10</b>	0.9	548	31.3	487	609
<b>5</b>	0.8	492	24.1	444	539
<b>2</b>	0.5	400	16.8	367	433
<b>1.25</b>	0.2	326	16	294	357

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

$$P_{\text{moy } 80\% \text{ de chaque mois}} = P_{\text{moy de chaque mois}} \times \frac{P_{\text{théorique (80\%) annuelle}}}{P_{\text{théorique (50\%) annuelle}}}; \quad (\text{III-9})$$

$P_{\text{théorique de 50\%}} = 412\text{mm}$ , et  $P_{\text{théorique de 80\%}} = 324\text{mm}$ ;

$$P_{\text{moy } 80\%} = 0.786 \times P_{\text{moy-mensuelle}}.$$

## Chapitre IV : - Étude Hydrologique

---

**Tableau IV.6: pluies de  $P_{moy80\%}$**

Mois	sept	oct	nov	déc	Janv.	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juin	Août
$P_{moy}$ mm/mois	29.49	33.39	57.89	57.89	57.64	57.67	46.09	36.44	26.80	9.04	3.33	5.75
$P_{moy80\%}$ mm/mois	<b>23.18</b>	<b>26.24</b>	<b>45.50</b>	<b>45.50</b>	<b>45.31</b>	<b>45.33</b>	<b>36.23</b>	<b>28.64</b>	<b>21.06</b>	<b>7.11</b>	<b>2.62</b>	<b>4.52</b>

### Conclusion :

Irrigation est une application nécessaire pour compléter les faibles apports de précipitations naturelles pendant la période sèche, et pour assurer le bon développement des cultures, et d'obtenir de rendements meilleurs.

# **CHAPITRE V : Diagnostic du Périmètre actuel**

## CHAPITRE V : Diagnostic du périmètre actuel

### V.1 : Introduction

L'analyse de la situation actuelle du périmètre irrigué et le diagnostic de ces infrastructures hydrauliques, font ressortir de nombreuses défaillances dans sa structure et dans la qualité du service opéré aux irrigants

### V.2 : Cadre du Projet

Dans l'objectif de définir les actions visant à améliorer les performances de l'agriculture dans le secteur irrigué au niveau des grands périmètres d'irrigation gérés par les Offices régionaux et de Wilayat, l'Agence Nationale de Réalisation et de Gestion des Infrastructures Hydrauliques pour l'Irrigation et le Drainage (AGID) a lancé un appel d'offre national et international pour la réalisation des études de diagnostic des équipements et infrastructures. Le périmètre du Haut Chélif est concerné par cette étude.

Le marché relatif à cette étude a été confié à un groupement de trois bureaux d'études BRLi (France) - SCET TUNISIE (Tunisie) et NEE (Algérie), l'approbation du contrat a eu lieu le 09/05/2004 et l'ordre de service de démarrage des prestations a été notifié le 31/05/04 pour un délai contractuel de 15 mois.

Conformément aux termes du contrat, les prestations de l'ingénieur-conseil sont Programmées en deux missions :

- **Mission A:** Evaluation de la situation actuelle des périmètres et diagnostic des infrastructures d'irrigation.
- **Mission B :** définition d'un programme (court et moyen terme) des travaux de réhabilitation des périmètres irrigués.

Le présent document qui présente la mission A du périmètre du HAUT CHELIFF est composé de trois volumes :

- Le volume 1 : qui constitue le rapport général, présente l'évaluation de l'état actuel du périmètre ainsi que l'inventaire des équipements et infrastructures hydrauliques qui ont fait l'objet de diagnostic sur terrain.
- Le volume 2 : présente les fiches de diagnostic du réseau d'irrigation par secteur et par antenne.
- Le volume 3 : présente un rapport photographique.
- Le volume 4 : présente les plans types des ouvrages sur le réseau d'irrigation



Le périmètre a été créé en 1941 avec une superficie classée de 37020 Ha ; superficie totale de 20300 ha.

Les premiers aménagements ont concerné la rive droite qui a été dotée d'un réseau basse pression alimenté en tête par la station de Djendel (ancienne), la conduite maîtresse basse pression qui traverse le périmètre d'Est en Ouest, avec deux réservoirs de compensation répartis sur son tracé 'un réseau extensif de conduites basse pression.

Conçu à la fin des années soixante, la modernisation et extension des équipements du périmètre du Haut Chelif visait une extension des réseaux d'irrigation par une densification en rive droite et la création d'une infrastructure spécifique à la rive gauche. De même les nouveaux aménagements ont été projetés de manière à remplacer l'irrigation par gravité par l'irrigation par l'aspersion.

La modernisation et extension des infrastructures de la rive droite ont conduit :

- Au renforcement du pompage d'exhaure constitué par : 1) la station de pompage de Djendel et son réservoir de régulation - compensation de 40 000 m<sup>3</sup>, 2) la construction de la station de pompage Khemis I et son réservoir de régulation de 10 000 m<sup>3</sup> ; ce dernier a été raccordé à la conduite maîtresse existante qui était alimentée initialement par le brise charge de Khémis
- Et dans une seconde étape la modernisation et extension des infrastructures d'irrigation a été menée :

**la rive droite** est divisée en 5 secteurs et les aménagement ont porté sur la construction

o de 5 stations de pompage de mise en pression

o de 3 bassins pour alimenter les stations de pompage de mise en pression des secteurs de Ain Chaiba, Sidi Lakhdar et Arribs, celles de Djendel et Khemis étant alimentées directement par les bassins de l'exhaure, o de 5 réservoirs de régulation et d'un réseau de conduite spécifique à chaque secteur

### V.3 : Caractéristiques principales des infrastructures hydrauliques et des secteurs

Les éléments présentés ci-après sont ceux mis à notre disposition par l'unité Haut Chelif

#### Rive droite

Station de pompage : DJENDEL

- Débit d'équipement : 2700 l/s , (3x900 l/s etlx 900 l/s de secours ).
- Hmt : 32 m
- Puissance :2.5 MVA.
- Cote d'aspiration : 302 m NGA

Cote de refoulement : 334.5 m NGA

- Station de pompage : KHEMIS I
- Débit d'équipement : 2850 l/s (5x570 l/s et 1x570 l/s de secours).
- Hmt : 52.5 m
- Puissance : 3.8 MVA
- Cote d'aspiration :269 m NGA
- Cote de refoulement : 331.5m NGA

## Chapitre V : Diagnostic du périmètre actuel

### Bassin de DJENDEL

- Volume : 50 000 m<sup>3</sup> -
- PHE: 334,5 m NGA
- PBE : 332 m NGA

### Bassin d'EL KHEMIS

- Volume : 10 000 m<sup>3</sup>
- PHE :311m NGA
- PBE 307.NGA

	SECTEURS DE LA RIVE DROITE					Total RD
	I Djendel	II Ain Chaïba	III El Khemis	IV Sidi Lakhdar	V El AriB	
<b>Superficie géographique ( ha )</b>	1610	940	3190	2885	2700	11325
<b>Superficie irrigable ( ha )</b>	1530	895	3035	2820	2570	10850
<b>Bassin d'alimentation</b>						0
Volume total ( m <sup>3</sup> )	50000	3650	10000	3650	3650	10950
Volume utile ( m <sup>3</sup> )	40000	3000	8000	3000	3000	9000
PHE(mNGA)	334	313,44	311	285	270,2	
PBE(mNGA)	332	312	307	283,5	268	
<b>Station de pompage</b>						
Débit total ( l/ s)	1100	1100	2200	2200	2200	8800
Nbre de groupe	3	3	6	6	6	24
Débit unitaire ( l/ s)	370	370	370	370	370	370
Hauteur de refoulement ( m )	72,5	72,5	72,5	72,5	72,5	72,5
Puissance installée ( kva )	1260	1260	2500	2500	2500	10020
<b>Réservoir de régulation</b>						
Volume total ( m <sup>3</sup> )	500	500	620	620	620	2860
Volume utile ( m <sup>3</sup> )	350	350	470	470	470	2110
PHE ( m NGA )	401,1	379,25	375,45	352,7	324,2	
PBE ( m NGA )	399	377,75	372,45	350	321,5	
<b>Réseau d'irrigation</b>						
Conduite de transit ( ml )	24720	14180	49870	41000	43500	173270
Antenne ( ml )	34200	19700	68400	60000	66300	248600
Bornes ( U )	87	45	165	142	152	591

### V.4 : Réseau d'assainissement et de pistes

Les réseaux d'assainissement et de piste ne posent pas de difficultés majeures pour la prise en charge de leur entretien par l'OPI à l'exception du curage des grands drains dont le coût ne peut pas être supporté par l'OPI. La densité du réseau de pistes est suffisante en rive gauche. En rive droite cette densité est plus faible

## V .5: Ressources en eau

### V .5 .1: Données disponibles

La ressource en eau est fournie principalement par les deux barrages : GRIB sur l'oued Cheliff à 50 km en amont du périmètre et DEUR DEUR sur un affluent RG à 25 Km du périmètre.

L'alimentation du périmètre est faite par des lachures aux barrages qui sont reprises au niveau des trois stations de pompage principale : Djendel mère, Khemis I et Khemis IL L'irrigation est également effectuée par pompage privé au fil de l'eau, contrôlé par l'OPIC. En plus de ces prélèvements autorisés il existe de prélèvements illicites qui ne sont pas comptabilisés par l'OPI. Les volumes correspondants sont donc inclus dans les pertes de parcours

L'analyse des données de volumes est présentée ci après en précisant :

**Le volume alloué** est celui qui résulte d'une décision d'arbitrage en début de campagne (mars avril) ; parfois un volume alloué complémentaire est décidé en cours de campagne selon les disponibilités (septembre octobre).

**Le volume lâché** est comptabilisé au niveau des barrages.

**Le volume mis en tête de réseau** est celui qui est pompé au niveau des 3 stations principales.

**Le volume des eaux non régularisées** qui apparaît dans cette rubrique est le volume mis en tête de réseau qui provient des apports du bassin versant intermédiaire : cela se produit en début de campagne, avant le début des lachures aux barrages, les stations de pompage fonctionnent alors sur les apports naturels de l'oued.

**Le volume distribué** est celui qui a été livré aux agriculteurs sous le contrôle des aiguadiers et chefs de secteur. On distingue dans cette rubrique les volumes distribués par le réseau d'irrigation, le volume distribué par les forages et le volume pompé au fil de l'eau par les agriculteurs sous le contrôle de l'Office, ce volume peut être utilisé à l'intérieur ou à l'extérieur du périmètre aménagé. Les rapports annuels signalent qu'il y a également des pompages au fil de l'eau non autorisés qui ne sont pas comptabilisés et par conséquent sont inclus dans les pertes de transport.

### V .5.2: DIAGNOSTIC DES INFRASTRUCTURES

#### HYDRAULIQUES:Symboles utilisés dans les tableaux :Tableau n°7

Symbole utilisé (abrégé)	Désignation
Br	Branche
S/B	Sous branche
C.M	Coude manchette
CH	Chambre
Posit.	Position
Mat	Matériau
Oper	Opércule
Papi	papillon
Vent	Ventouse
Vid	Vidange

**V .5.3: Codification de l'état des conduites, des appareillages et du génie civil 1/ Etat des**

**conduites :**

Degré 1 : Bon état (pas de fuite, pas de trace de corrosion fonctionnement normal).

Degré 2 : Etat moyen, ouvrage à réviser (fuite faible, corrosion de surface).

Degré 3 : Mauvais état, ouvrage à remplacer (fuite importante, corrosion profonde).

**2/ Etat de génie civil en béton :**

Degré 1 : Bon état (état de surface correct).

Degré 2 : Réparation (légères fissures, reprises enduits).

Degré 3 : A remplacer (cassures, déséquilibre).

**3/ Etat des ouvrages métalliques :**

Degré 1 : Bon état (pas de traces de corrosion).

Degré 2 : A réviser (corrosion de surface).

Degré 3 : A remplacer (disparition, corrosion profonde).

**4/ Etat des appareillages :**

Degré 1 : Bon état (étanche, pas de traces de corrosion, manœuvre facile).

Degré 2 : A réviser (fuites faibles, corrosion de surface, manœuvre difficile).

Degré 3 A remplacer (fuites importantes, corrosion profonde, manœuvre impossible).

**V .6: RESULTATS DU DIAGNOSTIC:**

Degré3

**Ancien réseau - vannes de sectionnement**

Désignation	Diamètre (mm)	Nombre
<b>Vannes</b>	<b>1000</b>	<b>01</b>
	<b>600</b>	<b>03</b>
	<b>500</b>	<b>04</b>
	<b>400</b>	<b>06</b>
	<b>300</b>	<b>31</b>
	<b>200</b>	<b>19</b>
	<b>150</b>	<b>01</b>
<b>By pass</b>	<b>300</b>	<b>02</b>
	<b>200</b>	<b>04</b>
	<b>150</b>	<b>01</b>
	<b>80</b>	<b>01</b>
<b>Dalle en béton</b>		<b>17</b>
<b>Capots</b>		<b>88</b>
<b>Ouvrages en béton</b>		<b>02</b>

**Tableau n. V .2**

<b>'Ancien réseau- prises</b>		
<b>Désignation</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
<b>Vannes</b>	200	267
	100	11
<b>Dalle en béton</b>		61
<b>Capots</b>		431
<b>Ouvrages en béton</b>		02

**Tableau n. V .3**

<b>Ancien réseau- ventouses</b>		
<b>Désignation</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
<b>Vannes</b>	<b>300</b>	<b>03</b>
	<b>200</b>	<b>03</b>
	<b>150</b>	<b>05</b>
	<b>80</b>	<b>15</b>
<b>Dalle en béton</b>		<b>47</b>
<b>Capots</b>		<b>01</b>
<b>Ouvrages en béton</b>		<b>01</b>

**Tableau n V.4**

<b>Ancien réseau- vidanges</b>		
<b>Désignation</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
<b>Vannes</b>	<b>400</b>	<b>01</b>
	<b>300</b>	<b>09</b>
	<b>250</b>	<b>01</b>
	<b>200</b>	<b>21</b>
<b>Dalle en béton</b>		<b>09</b>
<b>Capots</b>		<b>42</b>
<b>Ouvrages en béton</b>		/

**Tableau n. V.5**

<b>Ancien réseau - trou d'homme</b>		
<b>Désignation</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
<b>Dalle en béton</b>		<b>/</b>
<b>Capots</b>		<b>18</b>
<b>Ouvrages en béton</b>		<b>01</b>

**Degré2**

**Tableau n. V.6**

<b>Ancien réseau- vannes de sectionnement</b>		
<b>Désignation</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
<b>Vannes</b>	<b>800</b>	<b>01</b>
	<b>500</b>	<b>01</b>
	<b>300</b>	<b>05</b>
	<b>200</b>	<b>01</b>
<b>By pass</b>		<b>/</b>
<b>Portes</b>		<b>/</b>
<b>Capots</b>		<b>/</b>
<b>Ouvrages en béton</b>		<b>/</b>

**Tableau n° V.7**

<b>Ancien réseau- prises</b>		
<b>Désignation</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
<b>Vannes</b>	<b>200</b>	<b>03</b>
	<b>100</b>	<b>01</b>
<b>Dalle en béton</b>		<b>/</b>
<b>Capots</b>		<b>/</b>
<b>Ouvrages en béton</b>		<b>03</b>

**Tableau n. V.8**

<b>Ancien réseau - vidanges</b>		
<b>Désignation</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
<b>Vannes</b>	<b>200</b>	<b>01</b>
<b>Dalle en béton</b>		<b>01</b>
<b>Capots</b>		/
<b>Ouvrages en béton</b>		/

**Tableau n. V.9**

<b>Ancien réseau- ventouses</b>		
<b>Désignation</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
<b>Vannes</b>		/
<b>Dalle en béton</b>		/
<b>Capots</b>		/
<b>Ouvrages en béton</b>		/

**Tableau n° V.10**

<b>Ancien réseau - trou d'homme</b>		
<b>Désignation</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
<b>Dalle en béton</b>		/
<b>Capots</b>		/
<b>Ouvrages en béton</b>		<b>05</b>

**RESULTATS DU DIAGNOSTIC : SECTEUR I- ETAT DES  
OUVRAGES (DEGRE 3) : Tableau n° V.11 : Ouvrages à  
remplacer/Secteur 1/Bornes Type B**

<b>S. 1. Bornes (type B)</b>		
<b>Désignation</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
	<b>B 150</b>	<b>31</b>
<b>Reg. Pression</b>	<b>B 150</b>	<b>10</b>
<b>Lim . débit</b>	<b>B 150</b>	<b>14</b>
<b>Compteur</b>	<b>B 150</b>	<b>77</b>
<b>C.M</b>	<b>B 150</b>	<b>19</b>
<b>Dalle en béton</b>	/	/
<b>Capot métallique</b>	/	<b>28</b>
<b>Ouvrage en béton</b>	/	/

**Tableau n° V.12 : Ouvrages à remplacer/Secteur 1/Bornes Type A**

<b>S. 1. Bornes Type (A)</b>		
<b>Désignation</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
<b>Vanne</b>	<b>A100</b>	<b>8</b>
<b>Ouvrage en béton</b>	<b>/</b>	<b>/</b>

**Tableau n° V.13 : Ouvrages à remplacer/Secteur 1/Ventouses**

<b>S.1. Ventouses</b>		
<b>Désignation</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
<b>Vanne</b>	<b>80</b>	<b>7</b>
	<b>100</b>	<b>1</b>
<b>Ventouse</b>	<b>100</b>	<b>1</b>
	<b>80</b>	<b>5</b>
<b>Dalle en béton</b>	<b>/</b>	<b>1</b>
<b>Capot métallique</b>	<b>/</b>	<b>12</b>
<b>Ouvrage en béton</b>	<b>/</b>	<b>/</b>

**Tableau n° V.14 : Ouvrages à remplacer/Secteur 1/Vidanges**

<b>S. 1. Vidanges</b>		
<b>Désignation</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
<b>Vanne</b>	<b>100</b>	<b>2</b>
<b>Dalle en béton</b>	<b>/</b>	<b>2</b>
<b>Capot métallique</b>	<b>/</b>	<b>4</b>
<b>Ouvrage en béton</b>	<b>/</b>	<b>1</b>

**Tableau n° V.15 : Ouvrages à remplacer/ Secteur 1/Conduites**

<b>S. 1. Conduites</b>			
<b>Désignation</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Matériaux</b>	<b>Linéaire (ml)</b>
<b>Conduite</b>	<b>930</b>	<b>BP</b>	<b>/</b>
	<b>160</b>	<b>PVC</b>	<b>320</b>

**Tableau n° V.17: Ouvrages à remplacer/Secteur 1/Chambres de Chasse**



## Chapitre V : Diagnostic du périmètre actuel

<b>S. 1. Chambres de vannes</b>			
<b>Désignation</b>		<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
<b>Vanne</b>	Papillon	/	/
	Opercule	250	1
<b>By-pass</b>		/	/
<b>Soupape</b>	Vanne	80	4
	Ventouse	80	4
	Vanne	100	2
		150	1
	Soupape	50	1
<b>Dalle en béton</b>		/	/
<b>Capot métallique</b>		/	3
<b>Ouvrage en béton</b>		/	/

**Tableau n° V.18 :** *Ouvrages à remplacer/Secteur 1/Chambres de Chasse*

<b>S. 1. Chambres de vannes</b>			
<b>Désignation</b>		<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
<b>Vanne (vidange)</b>		300	2
		200	1
<b>Ventouse</b>	Vanne	/	/
	Ventouse	/	/
<b>Soupape</b>	Vanne	100	3
		150	<b>1</b>
	Soupape	50	3
		80	<b>1</b>
<b>Dalle en béton</b>		/	/
<b>Capot métallique</b>		/	1
<b>Ouvrage en béton</b>		/	/

## Chapitre V : Diagnostic du périmètre actuel

**Tableau n° V.19 : Ouvrages à remplacer/Secteur 2/Bornes Type B**

<b>S. S2. Bornes</b>		
<b>Désignation</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
<b>Vanne</b>	A 100	5
	B 100	4
	B 150	32
<b>Rég. Pression</b>	B 100	/
	B 150	8
<b>Lim. Débit</b>	B 100	1
	B 150	12
<b>Compteur</b>	B 100	4
	B 150	35
<b>C.M</b>	B 100	2
	B 150	12
<b>Dalle en béton</b>	/	2
<b>Capot métallique</b>	/	33

**Tableau n° V.20 : Ouvrages à remplacer/Secteur 2/Ventouses**

<b>S. 2. ventouses</b>		
<b>Désignation</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
<b>Vanne</b>	<b>80</b>	<b>3</b>
	<b>100</b>	<b>4</b>
<b>Ventouse</b>	<b>80</b>	<b>3</b>
	<b>100</b>	<b>4</b>
<b>Dalle en béton</b>	/	/
<b>Capot métallique</b>	/	<b>10</b>
<b>Ouvrage en béton</b>	/	/

**Tableau n° V.21: Ouvrages à remplacer/Secteur 2/Chambres de vannes**

<b>S. 2. Chambres de vannes</b>			
<b>Désignation</b>		<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre</b>
<b>Vanne</b>	Papillon	/	/
	Opercule	<b>300</b>	<b>1</b>
		<b>200</b>	<b>1</b>
<b>By-pass</b>		/	/
<b>Ventouse</b>	Vanne	<b>80</b>	<b>5</b>
	Ventouse	<b>80</b>	<b>4</b>
<b>Soupape</b>	Vanne	<b>200</b>	<b>1</b>
		<b>100</b>	<b>1</b>
	Soupape	<b>50</b>	<b>2</b>
		<b>200</b>	<b>1</b>
<b>Dalle en béton</b>		/	/
<b>Capot métallique</b>		/	<b>5</b>
<b>Ouvrage en béton</b>		/	/

## **V .6 DIAGNOSTIC DU FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE**

### **V .6.1: Présentation**

Le diagnostic de la pression aux bornes a été fait sur l'ensemble du périmètre, le constat est basé sur les informations de terrain fournies par les aiguades et chefs de secteurs, selon le classement retenu pour l'état des ouvrages :

Etat 1 : pression suffisante pour l'irrigation gravitaire en toute période de l'année

Etat 2 : Pression insuffisante mais permettant d'irriguer à certaines périodes

Etat 3 : Pression insuffisante ne permettant pas d'irriguer.

On notera dans les fiches que l'état 1 ou 3 est constaté le plus souvent. L'état 2 signifie que les défaillances ne sont pas permanentes.

L'analyse présentée vise à apporter des éléments de compréhension au manque de pression dans certaines parties du réseau. Elle est nécessaire pour préparer les décisions sur les options à prendre pour l'avenir, selon l'évolution de la superficie irriguée que l'on constatera : en particulier l'option d'abandonner les pompes de reprise de la rive droite (situation actuelle) est elle possible si la superficie irriguée s'accroît ?

L'autre option est de rénover et éventuellement redimensionner les stations de pompage de reprise (Voir diagnostic des stations de pompage) ; à partir de quelle superficie irriguée cette option deviendra indispensable ?

### V.7: Contexte et limite de la présente analyse

Cette analyse est menée exclusivement à partir de documents existants. Les documents fondamentaux pour sa mise en oeuvre sont la cartographie des réseaux d'irrigation à une échelle suffisante (au plus 1/10 000) et les rapports relatifs au dimensionnement des réseaux et plus particulièrement le calcul hydraulique.

Le choix définitif des options devrait s'appuyer sur un avant projet détaillé d'adaptation des infrastructures qui aura pour objectif de minimiser au stricte minimum le recours au pompage dans la situation actuelle et de prévoir sa mise en oeuvre progressive en fonction des hypothèses d'un accroissement éventuel de la demande en eau. Il est en effet évident que si les superficies irriguées s'accroissent fortement grâce aux nouvelles ressources en eau, le recours aux stations de pompage de reprise deviendrait inévitable mais pourrait se faire dans des conditions acceptables d'équilibre financier de l'unité.

### V.8 : Méthode d'analyse

#### V.8 -1 : Mode de mise en oeuvre

Les calculs hydrauliques établis au début de la construction des réseaux d'irrigation suite à l'adoption des tuyaux en PVC pour les conduites de distribution de diamètre inférieur ou égal à 500 mm, ont été scannés puis numérisés pour les secteurs. Les caractéristiques ainsi générées ont été utilisées pour l'établissement d'un calcul hydraulique dynamique.

Pour la rive gauche, une analyse a été menée dans le cadre de l'étude menée par Dar El Handassa du Projet Deurdeur (Seuil de dérivation - Adduction - Station de Pompage) Les scénarios envisagés sont la desserte de la Zone Centrale et la Zone Est par l'adduction de Deur Deur et celle de la zone Ouest par la retenue de Harreza, avec une contribution de la station Khemis II variable selon les scénarios.

#### V.8 -2: Calcul hydraulique et charge disponible

##### V.8 -2-1 : Charge disponible en amont de la borne

Les pertes de charges dans les conduites au moyen de la formule de Lechapt et Calmon majorées d'un coefficient k pour tenir compte des pertes de charges singulières.

La formule a la forme suivante :  $J = 1,1.L.Q_M D_N$

Avec :

J- pertes de charges en mm/m

Q- débit en m<sup>3</sup>/s // D - diamètre en m // 1,1 - majoration pour pertes de charges singulières.

Les valeurs des coefficients L, M et N sont des constantes dépendantes de la rugosité (k) des conduites ; au vue de la production locale de tuyaux on a retenu :

- Pour le béton précontraint :  $k = 0,5$  et donc  $L = 1,4$  ;  $M = 1,96$  et  $N = -5,19$
- Pour l'amianté ciment et le PVC :  $k = 0,1$  et donc  $L = 1,1$  ;  $M = 1,89$  et  $N = -5,01$

Le calcul réalisé pour la réadaptation du réseau par le choix du PVC pour les conduites de distribution est dynamisé par l'introduction de cette formule pour le calcul des pertes de charges et la création de liaison entre les cellules représentant le même point hydraulique ou noeud de calcul. Ainsi le calcul des pertes de charges dans les conduites et donc de la charge disponible à chaque noeud, en amont de la borne pour cette analyse est dynamisé en fonction du débit appelé et de la cote piézométrique en tête du périmètre (ou cote du plan d'eau dans le réservoir).

Ces deux paramètres sont les variables des calculs présentés en annexe (les fichiers correspondant seront fournis également à l'AGID et l'OPIC) ils apparaissent dans les premières lignes du fichier EXCEL : sous la forme de :

- pourcentage du débit de projet
- Cote PE réservoir = cote piézométrique du premier tronçon amont

En modifiant ces deux paramètres on obtient l'effet sur la pression à toutes les bornes.

Les valeurs des coefficients L, M et N sont des constantes dépendantes de la rugosité (k) des conduites ; au vue de la production locale de tuyaux on a retenu :

- Pour le béton précontraint :  $k = 0,5$  et donc  $L = 1,4$  ;  $M = 1,96$  et  $N = -5,19$
- Pour l'amianté ciment et le PVC :  $k = 0,1$  et donc  $L = 1,1$  ;  $M = 1,89$  et  $N = -5,01$

Le calcul réalisé pour la réadaptation du réseau par le choix du PVC pour les conduites de distribution est dynamisé par l'introduction de cette formule pour le calcul des pertes de charges et la création de liaison entre les cellules représentant le même point hydraulique ou noeud de calcul. Ainsi le calcul des pertes de charges dans les conduites et donc de la charge disponible à chaque noeud, en amont de la borne pour cette analyse est dynamisé en fonction du débit appelé et de la cote piézométrique en tête du périmètre (ou cote du plan d'eau dans le réservoir).

Ces deux paramètres sont les variables des calculs présentés en annexe (les fichiers correspondant seront fournis également à l'AGID et l'OPIC) ils apparaissent dans les premières lignes du fichier EXCEL : sous la forme de :

- pourcentage du débit de projet
- Cote PE réservoir = cote piézométrique du premier tronçon amont

En modifiant ces deux paramètres on obtient l'effet sur la pression à toutes les bornes.

### V.8 .2-3 Charge disponible en aval de la borne

Elle est déduite de la charge amont par soustraction des pertes de charges induites par le corps de borne, le régulateur de pression, le limiteur de débit et la manchette de comptage. Faute de document propre aux équipements, les valeurs données pour des bornes similaires type Schlumberger sont adoptées, à savoir Pour tenir compte des pertes de charges singulières induites par les pièces de raccordement la valeur communément admise de 10 m est retenue pour cette analyse.

	<b>Perte de charge(m)</b>					
	Q = 24 1/s et D= 150 mm	Q = 24 1/s	Q = 16 1/s et D= 150 mm	Q = 16 1/s	Q = 8 1/s et D=	Q = 8 1/s
Compteur	0,6	2,75	0,3	1,2	0,07	0,3
Régulateur de pression	1,5	6	0,8	2,5	0,4	0,8

### **V.9: Projet ancien basse pression**

Le projet rive droite est constitué essentiellement d'une grande conduite de transfert basse pression alimentée en son extrémité amont par le bassin au sol de 50 000 m<sup>3</sup> de Djendel Ce bassin est alimenté par la station de prise sur l'oued Cheliff nommée Djendel. Cette station construite en 1948 alimentait à l'origine l'ensemble du transfert.

La pression en milieu de conduite pouvant être excessive, il a été construit un brise charge assurant une coupure hydraulique sur la conduite principale à peu près au niveau de la ville de El Khemis.

Dans les années 60, la pression en extrémité de projet devenant trop faible il a été construit, une deuxième station de prise sur l'oued Cheliff à peu près en milieu du projet. Cette station alimente un bassin au sol de 10 000 m<sup>3</sup> proche de BC1. Ce dernier ne fonctionnant plus a été remplacé par le brise charge BC2.

Le deuxième tronçon de la conduite peut donc aujourd'hui alimenté par la station de Khemis I (par intermédiaire du réservoir au sol de 10 000 m<sup>3</sup> ou bien par la station de pompage de Djendel (par intermédiaire du BC2)

Le premier tronçon du transfert entre le bassin de 50 000 m<sup>3</sup> et celui de 10 000 m<sup>3</sup>, est constitué d'une conduite de DN 1.25 m sur une longueur de 16 km

### **V.10 : Station de pompage de Djendel**

Cette station de prise en rivière comprend les éléments classiques que sont :

- > La prise elle-même avec ses grilles
- > Les groupes de pompage à ligne d'arbre noyée dans la colonne montante
- > La conduite de refoulement, sa robinetterie et sa protection anti-bélier
- > La partie électrique et automatisme

### V.10.1: La prise

La prise se fait directement dans l'oued par un jeu de doubles grilles à nettoyage manuel. Lorsque on regarde la photo de l'ouvrage, on comprend alors que l'opération est difficile et même dangereuse pour le personnel qui n'est même pas protégé par une rambarde.



**Figure V 01: SP Djendel - Emplacement futur seuil**

Un seuil doit être construit à l'aval de la station ; ce dernier doit permettre d'améliorer les conditions d'aspiration en cas de niveau très bas dans l'oued.

### V.10.2 : Les groupes de pompage

Les groupes de pompage sont de marque Alstom et du type à ligne d'arbre noyée dans la colonne montante. Deux pompes neuves viennent d'être installées.

Le nombre d'heure de fonctionnement des quatre groupes relevés sur les compteurs de la station sont les suivants; 22h / jour

La lubrification de la colonne montante est assurée par de l'eau brute légèrement décantée lors de la dans certains cas, l'eau de l'oued était très chargée et il est probable que même décantée, elle ne soit pas propice à un arrosage de palie

### **V.10.3 : La conduite de refoulement, sa robinetterie et protection anti-bélier**

La protection et l'isolement des groupes de pompage se fait par un ensemble clapet Mannesmann et vanne papillon, n'appelant pas de commentaires particuliers. La protection anti-bélier est faite par un réservoir d'air dont les bougies de contrôle sont situées à l'intérieur du bâtiment. Le réservoir ne dispose pas d'une lecture continue du niveau ni visuelle ni magnétique.

Fissures sur les divergents au refoulement des pompes : Les divergents sont constitués de tuyaux Béton âme tôle, on constate des fissures longitudinales du béton extérieur de faible ouverture : (2 à 3 dixièmes de mm). La profondeur de ces fissures n'est pas connue. Il n'y a pas de traces de fuites et /ou de rouille, on peut donc penser qu'elles n'atteignent pas la tôle. La surveillance des fissures demande une vérification par les fabricants de tuyaux âme tôle.

### **V.10.4 : La partie électrique et les automatismes**

Tous ces équipements ont été rénovés récemment ou sont en voie de l'être. Un groupe dispose toujours d'un démarrage par résistance d'origine, les autres sont équipés d'un démarrage électronique.

### **V.10.5 : La partie électrique et les automatismes**

Tous ces équipements ont été rénovés récemment ou sont en voie de l'être.

Un groupe dispose toujours d'un démarrage par résistance d'origine, les autres sont équipés d'un démarrage électronique



### V.11 : La partie électrique et automatismes

Cette station est équipée de 6 groupes ; 4 à démarreurs électroniques et deux à variateur de vitesse (Equipements remplacés en 2004).



*Figure VI 02: SP djendal - Variateurs de vitesse*

Les vannes au refoulement ne sont pas motorisées et ne permettent pas un démarrage avec ouverture lente. Bien entendu les démarreurs amènent un confort certain pour l'exploitant, ils nécessitent un personnel de maintenance spécialisé en électronique de puissance.

Les variateurs ne fonctionneront que comme démarreurs électroniques puisque les pompes doivent de toute façon fournir leur HMT nominale.

Un automate gère désormais l'automatisme en remplacement des relais électromagnétiques d'origine.

#### V.11 .1: Equipements divers

Le pont roulant n'a pas été rénové; il fonctionne encore mais partiellement en manuel et partiellement électriquement (montée-descente).

## Chapitre V : Diagnostic du périmètre actuel

La télécommande des pompes se faisait à l'origine par câble depuis le réservoir surélevé situé à 5 km environ.

Mais de nombreuses maisons se sont construites sur le tracé et les successions de casse et réparations ont entraîné rapidement l'abandon de la solution. Les démarrages se font maintenant à partir d'instructions données par le gardien du réservoir.

**Tableau V.01 : fiche technique de station de pompage :**

<b>Superficie géographique ( ha )</b>	1610	940	3190
<b>Superficie irrigable ( ha )</b>	1530	895	3035
<b>Bassin d'alimentation</b>			
Volume total ( m3 )	50000	3650	10000
Volume utile ( m3 )	40000	3000	8000
PHE(mNGA)	334	313,44	311
PBE(mNGA)	332	312	307
<b>Station de pompage</b>			
Débit total ( 1/ s)	1100	1100	2200
Nbre de groupe	3	3	6

## Chapitre V : Diagnostic du périmètre actuel

Débit unitaire ( l/ s )	370	370	370
Hauteur de refoulement ( m )	72,5	72,5	72,5
Puissance installée ( kva )	1260	1260	2500

### V .4 : Fiches diagnostic des stations de pompage djendal :

Désignation	Observation	Proposition
<b>Entrée</b>	Seuil actuel en mauvais état, un autre seuil en rivière projeté dans le cadre adduction Deurdeur pour améliorer conditions d'aspiration	
<b>Grilles/dégrilleurs</b>	Pas de dégrilleurs Grilles en mauvais état	Installation de dégrilleurs automatiques
<b>Pompe (3+1 * 0.9 m3/s)</b>	Pompes installées au début du projet; Deux pompes neuves 0.9 m3/s depuis 2004 - Arrosage des paliers avec de l'eau légèrement décantée.	Prévoir remplacement progressif des autres pompes en fonction de la superficie effectivement irriguée - Réaliser un forage ou branchement sur réseau eau potable pour permettre arrosage des paliers à l'eau claire pour éviter l'usure rapide des paliers
<b>Moteur (400 kW)</b>	Ancien	A remplacer

## Chapitre V : Diagnostic du périmètre actuel

<b>Robinetterie</b>	Clapets Mannesmann et vanne papillon	
<b>Tuyauterie</b>	Remise en état; surveillance des fissures sur les divergents en béton précontraint au refoulement des pompes	Brossage et peinture Radiographie des fissures sur les divergents A renforcer les parties fissurées et couvrir les armatures apparentes.
<b>Mesure de débit</b>	Pas de mesure de débit	Installer mesure de débit selon règles de l'art

<b>Protection antibélier</b>	Compresseurs en panne ou seulement fonctionnement manuel.	Remise en état des compresseurs (2+1) et remplacer toutes les
<b>Pont roulant</b>		Vérifications usuelles pour la
<b>Matériel électrique HT</b>	Matériel neuf	
<b>Transformateurs (4*630 kVA)</b>	Fonctionnent bien Equipement neuf.	
<b>Matériel électrique BT</b>	Matériel neuf	Reste un seul démarrage par résistance - A remplacer par démarreur électroniques en même
<b>Équipements télé contrôle</b>	Matériel neuf	A remettre en état

### Chapitre V : Diagnostic du périmètre actuel

<b>Equipement de gestion centralisée</b>	Pas de système	Mise en place d'une système de télé contrôle et gestion technique et statistique centralisée des ouvrages
<b>Mesure de débit</b>	Débitmètres ultra-sons mal installés	Pris en charge dans les travaux
<b>Protection antibélier</b>	Compresseurs en fonctionnement	Pris en charge dans les travaux actuels.
<b>Pont roulant</b>	Pont roulant existant non rénové	Mise en place d'un mécanisme trois direction neuf; Remplacement des câbles
<b>Matériel électrique HT</b>	Matériel neuf	
<b>T transformateurs (6*630 kVA)</b>	Pas de problème signalés	
<b>Matériel électrique BT</b>	Matériel neuf (en cours installation et tests)	
<b>Equipements télé contrôle</b>	Matériel neuf mais non fonctionnel	A rénover

#### V.12 : Conclusion :

A travers ce chapitre on a présenté l'ensemble des équipements formant le système d'irrigation du périmètre du Haut Chélib (Rive droite) en passant par le diagnostic physique des ouvrages de stockage et du réseau de distribution qui montre qu'il y a beaucoup des insuffisances gênent leurs fonctionnements convenu

# **CHAPITRE VI: CALCUL DES BESOINS EN EAU DES CULTURES**

## CHAPITRE VI: CALCUL DES BESOINS EN EAU DES CULTURES

### VI.1.Introduction

Le chapitre suivant se présente à fin de quantifier les besoin en eau des cultures ; ainsi que leurs régimes d'irrigation qui correspond à un ensemble du nombre des dose et des dates d'arrosage qu'il faut appliquer aux cultures pour combler le déficit hydrique dans la couche active du sol.

Dans les zones, ou les pluies sont insuffisantes. Il est nécessaire d'évaluer les besoins en eau des cultures, afin de déterminer les volumes d'eau à apporter par l'irrigation au cours de la saison de croissance pour assurer aux plantes un approvisionnement hydrique adéquat et continu.

### VI.2 : Besoins en eau des cultures

Les cultures pour se développer, puisent du sol, l'eau et les éléments nutritifs, la quantité d'eau donnée à la culture n'est pas totalement absorbée par la culture, une partie percole et se perd en profondeur.

L'eau qui constitue la plante est libérée par transpiration à travers l'appareil foliacé, le reste est évaporé par le sol ; l'ensemble de ces deux actions est l'évapotranspiration, ce phénomène conditionne et détermine les besoins en eau des cultures.

#### VI.2.1 : Evaluation des besoins en eau des plantes cultivées

Dans un premier temps, la détermination des besoins en eau d'une culture nécessite :

- La connaissance de divers paramètres concernant aussi bien la plante elle-même que les données climatiques et pédologiques de la région.
- Les données climatiques donneront les indications concernant les besoins en eau des cultures.
- Les paramètres pédologiques permettront d'estimer la réserve en eau utile du sol ; et les données culturales préciseront la réserve facilement utilisable par la plante.

### VI.3 : L'évapotranspiration (E T)

On appelle évapotranspiration d'une culture la combinaison du phénomène physiologique de la transpiration et de celui, purement physique, de l'évaporation d'eau à la surface d'une feuille, et à la surface du sol sur lequel la culture est implantée. Comme pour la pluie, l'évapotranspiration d'une culture s'exprime en millimètres d'eau, c'est-à-dire en litres d'eau par mètre carré de surface du sol.

On distingue deux types d'évapotranspiration :

- Evapotranspiration potentielle ETP.
- Evapotranspiration réelle ETR

**VI.3.1.L'évapotranspiration potentielle (ETP)**

L'évapotranspiration potentielle représente la quantité d'eau évaporée, et transpirée par une végétation qui recouvre totalement le sol.

Le calcul de l'évapotranspiration potentielle se fait soit à partir de stations (méthodes directes), soit à partir des données climatiques disponibles, à partir des méthodes empiriques.

**VI.3.1.1.Formule de Turc 1960 : basée sur la température et le rayonnement**

Pour le calcul de ETP mensuelles nous pouvons utilisée la formule de Turc donnée par :

$$ETP = 0,40 \times (I_g + 50) \times \frac{t}{(t + 15)} K \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

- ETP : Evapotranspiration mensuelle (mm).
- T : Température moyenne mensuelle (°C).
- I<sub>g</sub> : Radiation globale mensuelle (cal/cm<sup>2</sup>/jour)

**VI.3.1.2.Formule de Blaney- Criddle 1959 :**

Elle utilise des paramètres facilement accessibles et introduit des coefficients culturaux susceptibles d'ajustement aux données locales éventuelles. Le facteur f (en mm) de cette formule s'exprime comme suit :

$$f = (0,46 \times T + 8,13) \times P \dots\dots\dots (IV.2)$$

- T : (°C) est la température moyenne
- P : le pourcentage de la durée d'éclairement pendant la période considérée.

**VI.3.1.3.Formule de Thornthwaite 1948 :**

C'est une formule qui utilise un seul paramètre qui est la température :

$$ETP = 16 \left( \frac{10 \times t^a}{I} \right) \times K \dots\dots\dots (IV.3)$$

- t : est la température moyenne mensuelle (°C),
- a : est fonction de l'indice thermique mensuel
- K : coefficient d'ajustement mensuel.

**VI.3.1.4.Formule Modifiée de Penman\_Monteith**



La formule la plus employée aujourd'hui est la formule de Penman-Monteith modifiée :

$$ET_0 = \frac{0,408 \Delta (R_n - G) + \gamma \frac{C_{ste}}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma (1 + 0,34 u_2)}$$

.....(IV.4)

**Avec:**

**ET<sub>0</sub>** : évapotranspiration de référence [mm jour<sup>-1</sup>],

**R<sub>n</sub>** : rayonnement net à la surface de la culture [MJ m<sup>-2</sup> jour<sup>-1</sup>],

**G** : densité de flux de chaleur dans le sol [MJ m<sup>-2</sup> jour<sup>-1</sup>],

**T** : température journalière moyenne de l'air à une hauteur de 2 m [°C]

**u<sub>2</sub>** : vitesse du vent à une hauteur de 2 m [m s<sup>-1</sup>],

**e<sub>s</sub>** : pression de vapeur saturante [kPa],

**e<sub>a</sub>** : pression de vapeur réelle [kPa],

**e<sub>s</sub>-e<sub>a</sub>** : déficit de pression de vapeur saturante [kPa],

**Δ** : pente de la courbe de pression de vapeur saturante [kPa °C<sup>-1</sup>],

**γ** : constante psychrométrique [kPa °C<sup>-1</sup>].

Pour l'exécution des calculs, nous avons appliqué le logiciel (IRR-TECH V.3.0), où nous avons introduit les données mensuelles de la station météorologique de Mostaganem ville :

**Température** : Les températures minimales et maximales mensuelles.

**Humidité de l'air** : l'humidité relative de l'air exprimée en pourcentage (%).

**Insolation journalière** : donnée en heures d'insolation.

**Vitesse de vent** : La vitesse du vent peut être introduite en km/jour.

Les résultats de l'évapotranspiration de référence ET<sub>0</sub> calculés à l'aide du logiciel

**CROPWAT V.8** , sont récapitulés dans le tableau I

Tableau VI.1: données obtenu a partir du logiciel CROPWAT V.8

Mois	Temp Min	Temp Max	Humidité	Vent	Insolation	Ray.	ETo
	°C	°C	%	m/s	heures	MJ/m <sup>2</sup> /jour	mm/mois
Janvier	7.1	20.8	70	1.1	4.8	8.7	43.66
Février	7.3	21.5	59	1.4	6.2	12.1	61.96
Mars	12.0	22.0	42	1.6	6.8	15.7	104.03
Avril	13.1	25.0	49	1.4	7.6	19.3	119.37
Mai	17.0	26.0	69	1.6	9.3	23.3	137.62
Juin	21.8	33.0	73	2.2	9.9	24.7	166.65
Juillet	27.0	36.0	80	2.3	11.0	25.9	189.15
Août	27.9	39.0	87	2.1	10.2	23.4	183.13
Septembre	19.9	31.0	77	1.8	8.2	18.3	126.61
Octobre	10.3	27.0	80	1.4	6.9	13.6	81.22
Novembre	12.1	23.0	75	1.2	5.8	10.0	51.86
Décembre	8.3	18.0	66	1.3	4.9	8.1	43.19
<b>Moyenne</b>	<b>15.3</b>	<b>26.9</b>	<b>69</b>	<b>1.6</b>	<b>7.6</b>	<b>16.9</b>	<b>1308.43</b>

### VI.3.2 : Comment obtenir l'ETM ?

Pour estimer l'évapotranspiration maximale (ETM) à partir de l'évapotranspiration de référence (ET<sub>0</sub>), souvent appelée ETP, on utilise les coefficients culturaux (K<sub>c</sub>), dépendant du type de la culture et de son stade de développement et des conditions climatiques qui y règnent.

L'évapotranspiration maximale (ETM) est mesurée expérimentalement et comparée à une évapotranspiration de référence (ET<sub>0</sub>) d'où l'on tire :

$$K_c = ETM / ET_0 \quad (IV-2)$$

$K_c$  : coefficient cultural

$E_{t0}$  : évapotranspiration de référence.

### VI.3.3 : Détermination du coefficient cultural $K_c$

Il existe une relation entre l'ETM de culture et l'ETP de lieu en effet l'ETP ne dépend que des conditions climatiques alors que l'ETM pour une culture donnée, dépend essentiellement de l'état de croissance de la culture. Autrement dit, par culture et par stade de croissance. A cet effet, les quatre phases du développement des cultures sont les suivantes :

#### ●Phase initiale :

C'est la période qui s'étale depuis le semis ou le repiquage jusqu'à ce que la culture couvre environ 10% de la surface du sol. Le coefficient est fixé pour toute la période et s'appelle  $K_{cmin}$ .

#### ●Phase de développement :

Cette période commence à la fin de la phase initiale et se termine quand la couverture totale du sol est réalisée ; C'est-à-dire quand 70% à 80 % de la surface est ombragée par la culture.

#### ● Phase de mi- saison ou pleine végétation :

Cette période commence à la fin de la phase de développement et s'achève à la maturation; elle comprend la floraison et la formation des grains. Le coefficient cultural est constant pendant toute cette période et dénommé  $k_{cmax}$ .

#### ● Phase d'arrière-saison ou de maturation

Depuis la fin de la mi- saison jusqu'à maturation complète ou récolte ; elle comprend le mûrissement. FigureN°02: courbe des coefficients culturaux et définition des phases (FAO, 2006)

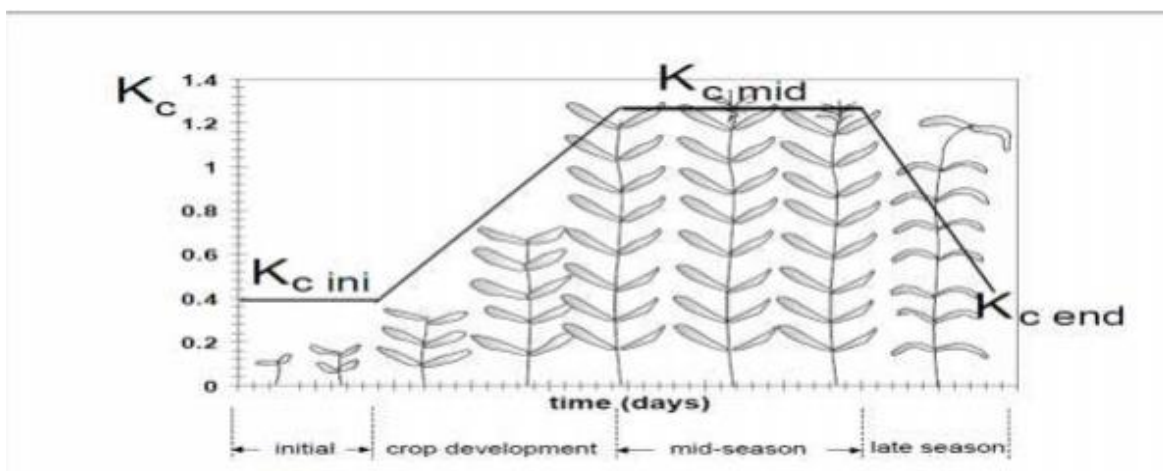


Figure VI.1: courbe des coefficients culturaux et définition des phases (FAO, 2006).

Nous présenterons dans le tableau IV.2 ci-après les coefficients culturaux (Kc) des spéculations à envisager dans le périmètre :

Tableau VI.2: Coefficients culturaux (Kc) des cultures

culture	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fevr	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
Orge			0.3	0.4	0.53	0.9	1.05	1.1	0.6			
Luzerne						0,7	0,7	0,85	1,2	1,2	0,7	
Pomme de terre							0.5	0,8	1.05	0.75		
Oignon/ail		0,50	0,75	0,95	0,95	0,75						
Carotte	0,42	0,7	0,81	0,77	0,57							
Tomate							0.5	0.85	1.15	0.9		
Olivier	0,85	0,85	0,75	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,8	0,85	0,85

#### VI.3.4 : La réserve facilement utilisable (RFU) :

La réserve utile c'est la quantité d'eau contenue dans la tranche de sol explorée par les racines, entre le point de ressuage et le point de flétrissement. Mais les plantes ayant d'autant plus de mal à extraire l'eau que l'humidité qui s'approche du point de

flétrissement, on considère donc la Réserve Facilement Utilisable (RFU). On considère généralement que la RFU correspond au 2/3 de la réserve Utile, selon le type de cultures.

On obtient donc :

$$\text{RFU} = (\text{Hcc}-\text{Hpf}) * \text{Y} * \text{Z} * \text{da}$$

Avec :

**Y** : degré de tarissement égal à 2/3

**Da** : densité apparente. égal 1.4

**Z** : profondeur d'enracinement mm.

**Hcc** : humidité à la capacité au champ, dans notre cas. On prend (27)

**Hpf** : humidité au point de flétrissement, dans notre cas. On prend(13)

**Tableau VI.3:** Les profondeurs d'enracinement (m)

Culture	Janv.	Févr.	Mars	Avril	Mai	Juin	juillet	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
Orge	0.5	0.55	0.6	0.6	0.6						0.3	0.5
Luzerne	1	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	0.4	0.4	0.7	0.9
Oignon/ail	0.4	0.4								0.4	0.4	0.4
Pomme de terre			0.3	0.4	0.6	0.6						
Carotte	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7							
Tomate			0.7	0.9	1.2	1.2						
Olivier	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

#### **VI.4 : Définition des besoins en eau d'irrigation nette d'une culture**

C'est la quantité d'eau nécessaire à fournir à une culture pour satisfaire les besoins en eau durant tout son cycle végétatif. Cette quantité ne comprend ni les apports naturels, ni les diverses pertes subies pendant les stockages, les transports et la distribution, ni les besoins de lessivage.

**VI.4 .1 : La pluie efficace :**

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

Plusieurs méthodes permettent de calculer ces pluies, mais ici nous retenons la méthode de pourcentage détaillée comme suit :

$$\text{Pluies efficaces (en mm/mois)} = A \times \text{Pluies totales (mm/mois)} \quad (\text{IV-3})$$

Avec : **A** : coefficient estimé à 0,8.

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

**Tableau VI.4 : Précipitation efficace dans la zone d'étude.**

<b>Mois</b>	<b>sept</b>	<b>oct</b>	<b>nov</b>	<b>déc</b>	<b>Janv.</b>	<b>Fev</b>	<b>Mars</b>	<b>Avril</b>	<b>Mai</b>	<b>Juin</b>	<b>Juin</b>	<b>Août</b>
Pmoy mm/mois	29.49	33.39	57.89	57.89	57.64	57.67	46.09	36.44	26.80	9.04	3.33	5.75
<b>P<sub>moy80</sub> % mm/mois</b>	<b>23.18</b>	<b>26.24</b>	<b>45.50</b>	<b>45.50</b>	<b>45.31</b>	<b>45.33</b>	<b>36.23</b>	<b>28.64</b>	<b>21.06</b>	<b>7.11</b>	<b>2.62</b>	<b>4.52</b>
Pluie eff mm	18.5	21.0	36.4	36.4	36.2	36.3	29.0	22.9	16.8	5.7	2.1	3.6

**VI.4 .2 : Calcul des besoins en eau d'irrigation des cultures**

$$B = \text{ETM} - (\text{P}_{\text{eff}} + \text{RFU}) \dots\dots\dots (\text{IV.7})$$

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

**E.T.M** : évapotranspiration (mm/mois).

**VI.5 : Choix des cultures :**

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

- Les conditions climatiques de la région étudiée.

- La qualité et disponibilité de l'eau d'irrigation.
- L'aptitude culturale des sols basée sur l'étude pédologique.

Pour l'établissement du calendrier cultural adaptable aux diverses condition du périmètre d'étude périmètre haut Isser, nous avons tenu compte :

- De la vocation agro-alimentaire de la région.
- Du choix des services agricoles de la wilaya qui tendent vers la diversification et l'intensification des cultures pratiquées dans la région.
- D'un aperçu sommaire sur les qualifications de la main d'œuvre actuelle dans la conduite des cultures envisagées.
- Des disponibilités des moyens de production.
- De la demande commerciale traduisant les profils des agriculteurs.

### VI.5 .1 : Occupation des sols :

Avant d'évaluer les besoins en eau des cultures de la zone d'étude, il faut d'abord définir l'occupation et la répartition culturale dans le périmètre, en tenant compte des différentes contraintes d'ordre climatique, social, Agro pédologique.

Les scénarios d'occupation des sols retenus pour le projet sont donnés par le tableau suivant :

<b>Scénario</b>	<b>Céréales</b> %	<b>Fourrages</b> %	<b>Maraichage</b> %	<b>Arboriculture</b> %	<b>Total</b> %
<b>1</b>	40	15	40	5	100
<b>2</b>	30	10	50	10	100
<b>3</b>	15	15	70	10	100
<b>4</b>	30	5	60	5	100

VI.5 .1 :Cultures proposées :

**Tableau V.5 : Système de cultures proposées à la zone**

<b>CULTURES</b>	
<b>Céréales culture</b>	Blé dur
	Blé tendre
	Orge grain
<b>Cultures fourragères</b>	Orge en vert
	Luzerne
	Maïs fourrager
	Avoine
<b>Légumes secs</b>	Fève sèche
<b>Maraîchage</b>	Pomme de terre saison
	Pomme de terre arrière-saison
	Tomate
	Oignon sec
	Oignon vert
	Ail
	Melon
	Carotte
	Piment
	Petit pois
	Chou vert
<b>Cultures arboricoles à noyaux</b>	Pêcher (pleine production)
	Olivier (pleine production)
<b>Cultures arboricoles à pépins</b>	Pommier (pleine production)



On propose d'élaborer un modèle d'occupation selon le scénario n°2 qui est une occupation équilibrée entre les céréales et les cultures maraichères et cela vu les modèles d'exploitation et

**Tableau VI.6 : Détermination les Besoin en eaux des cultures**

Les Besoin en en eaux des cultures sont détaillés comme suit :

<b>Tableau VI.6.1 : Détermination les Besoin en eaux de pommier</b>											
mois	P moy	P80%	Peff	ETP(mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi(mm)	q(l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
<b>Septembre</b>	29.49	23.18	18.54	126.61	1.50	154.00	0.00	0.70	88.63	70.08	0.45
<b>Octobre</b>	33.39	26.24	20.99	81.22	1.50	154.00	51.33	0.70	56.85	0.00	0.00
<b>Novembre</b>	57.89	45.5	36.40	51.86	1.50	154.00	51.33	0.70	36.30	0.00	0.00
<b>Décembre</b>	57.89	45.5	36.40	43.19	1.50	154.00	51.33	0.70	30.23	0.00	0.00
<b>Janvier</b>	57.64	45.31	36.25	43.66	1.50	154.00	51.33	0.70	30.56	0.00	0.00
<b>Février</b>	57.67	45.33	36.26	61.96	1.50	154.00	51.33	0.70	43.37	0.00	0.00
<b>Mars</b>	46.67	36.23	28.98	104.03	1.50	154.00	51.33	0.80	83.22	2.91	0.02
<b>Avril</b>	36.44	28.64	22.91	119.37	1.50	154.00	51.33	0.85	101.46	27.22	0.18
<b>Mai</b>	26.8	21.06	16.85	137.62	1.50	154.00	0.00	0.85	116.98	100.13	0.65
<b>Juin</b>	9.2	7.11	5.69	166.65	1.50	154.00	0.00	0.70	116.66	110.97	0.72
<b>Juillet</b>	3.3	2.62	2.10	189.15	1.50	154.00	0.00	0.70	132.41	130.31	0.84
<b>Août</b>	5.75	4.52	3.62	183.13	1.50	154.00	0.00	0.70	128.19	124.58	0.81

<b>Tableau VI.6.2 : Détermination les Besoin en eaux de blé/avoine</b>											
<b>mois</b>	<b>P moy</b>	<b>P80%</b>	<b>Peff</b>	<b>ETP(mm/mois)</b>	<b>Z (m)</b>	<b>RFU_THEO</b>	<b>RFU réelle</b>	<b>KC</b>	<b>ETM</b>	<b>Bi(mm)</b>	<b>q(l/s/ha)</b>
	<b>(mm)</b>		<b>(mm)</b>								
<b>Septembre</b>	29.49	23.18	18.54	126.61							
<b>Octobre</b>	33.39	26.24	20.99	81.22							
<b>Novembre</b>	57.89	45.5	36.40	51.86	0.3	30.80	10.00	0.4	20.74	0.00	0.00
<b>Décembre</b>	57.89	45.5	36.40	43.19	0.5	51.33	10.27	0.7	30.23	0.00	0.00
<b>Janvier</b>	57.64	45.31	36.25	43.66	0.5	51.33	17.11	0.85	37.11	0.00	0.00
<b>Février</b>	57.67	45.33	36.26	61.96	0.6	61.60	17.11	0.95	58.86	5.49	0.04
<b>Mars</b>	46.67	36.23	28.98	104.03	0.6	61.60	20.53	1	104.03	54.51	0.35
<b>Avril</b>	36.44	28.64	22.91	119.37	0.6	61.60	20.53	1.05	125.34	81.89	0.53
<b>Mai</b>	<b>26.8</b>	<b>21.06</b>	<b>16.85</b>	<b>137.62</b>	<b>0.6</b>	<b>61.60</b>	<b>0.00</b>	<b>1.03</b>	<b>141.75</b>	<b>124.90</b>	<b>0.81</b>
<b>Juin</b>	9.2	7.11	5.69	166.65	0.6	61.60	0.00	0.5	83.33	77.64	0.50
<b>Juillet</b>	3.3	2.62	2.10	189.15							
<b>Août</b>	5.75	4.52	3.62	183.13							

Tableau VI.6.3 : Détermination les Besoin en eaux de Pomme de terre											
mois	P moy	P80%	Peff	ETP(mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi(mm)	q(l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
<b>Septembre</b>	29.49	23.18	18.54	126.61							
<b>Octobre</b>	33.39	26.24	20.99	81.22							
<b>Novembre</b>	57.89	45.5	36.40	51.86	0.4	41.07	10.00	0.5	25.93	20.47	0.13
<b>Décembre</b>	57.89	45.5	36.40	43.19	0.6	61.60	13.69	0.7	30.23	19.86	0.13
<b>Janvier</b>	57.64	45.31	36.25	43.66	0.6	61.60	20.53	1	43.66	13.12	0.08
<b>Février</b>	57.67	45.33	36.26	61.96	0.6	61.60	20.53	0.75	46.47	10.33	0.07
<b>Mars</b>	46.67	36.23	28.98	104.03							
<b>Avril</b>	36.44	28.64	22.91	119.37							
<b>Mai</b>	26.8	21.06	16.85	137.62							
<b>Juin</b>	9.2	7.11	5.69	166.65							
<b>Juillet</b>	3.3	2.62	2.10	189.15							
<b>Août</b>	5.75	4.52	3.62	183.13							

Tableau VI.6.4 : Détermination les Besoin en eaux de tomate											
mois	P moy (mm)	P80%	Peff	ETP(mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi(mm)	q(l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
<b>Septembre</b>	29.49	23.18	18.54	126.61							
<b>Octobre</b>	33.39	26.24	20.99	81.22							
<b>Novembre</b>	57.89	45.5	36.40	51.86							
<b>Décembre</b>	57.89	45.5	36.40	43.19							
<b>Janvier</b>	57.64	45.31	36.25	43.66							
<b>Février</b>	57.67	45.33	36.26	61.96							
<b>Mars</b>	46.67	36.23	28.98	104.03	0.7	71.87	10.00	0.5	52.02	13.03	0.08
<b>Avril</b>	36.44	28.64	22.91	119.37	0.3	30.80	23.96	0.85	101.46	54.60	0.35
<b>Mai</b>	26.8	21.06	16.85	137.62	1.2	123.20	10.27	1.15	158.26	131.15	0.85
<b>Juin</b>	9.2	7.11	5.69	166.65	1.2	123.20	0.00	0.9	149.99	144.30	0.93
<b>Juillet</b>	3.3	2.62	2.10	189.15							
<b>Août</b>	5.75	4.52	3.62	183.13							

<b>Tableau VI.6.5 : Détermination les Besoin en eaux de Ognion/ail</b>											
mois	P moy	P80%	Peff	ETP(mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi(mm)	q(l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
<b>Septembre</b>	29.49	23.18	18.54	126.61							
<b>Octobre</b>	33.39	26.24	20.99	81.22	0.4	41.07	23.00	0.5	40.61	3.38	0.02
<b>Novembre</b>	57.89	45.5	36.40	51.86	0.4	41.07	13.69	0.75	38.90	11.19	0.07
<b>Décembre</b>	57.89	45.5	36.40	43.19	0.4	41.07	13.69	0.95	41.03	9.06	0.06
<b>Janvier</b>	57.64	45.31	36.25	43.66	0.4	41.07	13.69	0.95	41.48	8.46	0.05
<b>Février</b>	57.67	45.33	36.26	61.96	0.4	41.07	13.69	0.75	46.47	3.48	0.02
<b>Mars</b>	46.67	36.23	28.98	104.03							
<b>Avril</b>	36.44	28.64	22.91	119.37							
<b>Mai</b>	26.8	21.06	16.85	137.62							
<b>Juin</b>	9.2	7.11	5.69	166.65							
<b>Juillet</b>	3.3	2.62	2.10	189.15							
<b>Août</b>	5.75	4.52	3.62	183.13							

<b>Tableau VI.6.6 : Détermination les Besoin en eaux de Orge en vert</b>											
mois	P moy	P80%	Pe <sub>ff</sub>	ETP(mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi(mm)	q(l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
<b>Septembre</b>	29.49	23.18	18.54	126.61							
<b>Octobre</b>	33.39	26.24	20.99	81.22							
<b>Novembre</b>	57.89	45.5	36.40	51.86	0.3	30.80	25.00	0.3	15.56	0.00	0.00
<b>Décembre</b>	57.89	45.5	36.40	43.19	0.5	51.33	10.27	0.3	12.96	0.00	0.00
<b>Janvier</b>	57.64	45.31	36.25	43.66	0.5	51.33	17.11	0.5	21.83	0.00	0.00
<b>Février</b>	57.67	45.33	36.26	61.96	0.6	61.60	17.11	0.5	30.98	0.00	0.00
<b>Mars</b>	46.67	36.23	28.98	104.03	0.6	61.60	20.53	1	104.03	54.51	0.35
<b>Avril</b>	36.44	28.64	22.91	119.37	0.6	61.60	20.53	1.15	137.28	93.83	0.61
<b>Mai</b>	26.8	21.06	16.85	137.62	0.7	71.87	20.53	1	137.62	100.24	0.65
<b>Juin</b>	9.2	7.11	5.69	166.65							
<b>Juillet</b>	3.3	2.62	2.10	189.15							
<b>Août</b>	5.75	4.52	3.62	183.13							

**Tableau VI.6.7 : Détermination les Besoin en eaux de Olivier**

mois	P moy	P80%	Peff	ETP(mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi(mm)	q(l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
<b>Septembre</b>	29.49	23.18	18.54	126.61	1.50	154.00	20.00	0.85	107.62	69.07	0.45
<b>Octobre</b>	33.39	26.24	20.99	81.22	1.50	154.00	51.33	0.85	69.04	0.00	0.00
<b>Novembre</b>	57.89	45.5	36.40	51.86	1.50	154.00	51.33	0.75	38.90	0.00	0.00
<b>Décembre</b>	57.89	45.5	36.40	43.19	1.50	154.00	51.33	0.65	28.07	0.00	0.00
<b>Janvier</b>	57.64	45.31	36.25	43.66	1.50	154.00	51.33	0.65	28.38	0.00	0.00
<b>Février</b>	57.67	45.33	36.26	61.96	1.50	154.00	51.33	0.65	40.27	0.00	0.00
<b>Mars</b>	46.67	36.23	28.98	104.03	1.50	154.00	51.33	0.65	67.62	0.00	0.00
<b>Avril</b>	36.44	28.64	22.91	119.37	1.50	154.00	51.33	0.65	77.59	3.35	0.02
<b>Mai</b>	26.8	21.06	16.85	137.62	1.50	154.00	0.00	0.65	89.45	72.61	0.47
<b>Juin</b>	9.2	7.11	5.69	166.65	1.50	154.00	0.00	0.8	133.32	127.63	0.83
<b>Juillet</b>	<b>3.3</b>	<b>2.62</b>	<b>2.10</b>	<b>189.15</b>	<b>1.50</b>	<b>154.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.85</b>	<b>160.78</b>	<b>158.68</b>	<b>1.03</b>
<b>Août</b>	5.75	4.52	3.62	183.13	1.50	154.00	0.00	0.85	155.66	152.04	0.98



## Chapitre VI.: Besoins en eau des cultures

**Tableau VI.6.8 : Détermination les Besoin en eaux des toutes les cultures**

	Olivier	Orge en vert	Ognion/ail	tomate	Pomme de terre	blé/avoine	pommier	Bes/max	Somme
<b>Septembre</b>	69.07						70.08	70.08	139.16
<b>Octobre</b>	0.00		3.38				0.00	3.38	3.38
<b>Novembre</b>	0.00	0.00	11.19		20.47	0.00	0.00	20.47	31.66
<b>Décembre</b>	0.00	0.00	9.06		19.86	0.00	0.00	19.86	28.91
<b>Janvier</b>	0.00	0.00	8.46		13.12	0.00	0.00	13.12	21.58
<b>Février</b>	0.00	0.00	3.48		10.33	5.49	0.00	10.33	19.30
<b>Mars</b>	0.00	54.51		13.03		54.51	2.91	54.51	124.96
<b>Avril</b>	3.35	93.83		54.60		81.89	27.22	93.83	260.88
<b>Mai</b>	72.61	100.24		131.15		124.90	100.13	131.15	529.02
<b>Juin</b>	127.63			144.30		77.64	110.97	144.30	460.53
<b>Juillet</b>	158.68						130.31	158.68	288.99
<b>Août</b>	152.04						124.58	152.04	276.62



### VI. 9 : Calcul du débit spécifique

Les débits spécifiques sont définis d'après les besoins en eau de chaque culture évaluée précédemment à partir de la répartition culturale. La dose d'arrosage de la consommation de pointe est donnée sous forme de débit permanent fourni 24 heures sur 24 afin d'assurer les besoins de la consommation mensuelle.

D'après les deux tableaux on prend le débit spécifique de l'Assolement 1 car il est le plus exigeant

$$q_s = \frac{B_{net} * 10 * 1000}{N_j * N_i * 3600 * E_i} \text{ l/s/ha} \quad (IV-6)$$

**Bnet** : besoin net du mois de pointe en mm/mois.

**Ni** : nombre des heures d'irrigation=22h

**Nj** : nombre de jours du mois de pointe =30 jours

**Ei** : Coefficient d'efficience globale du système d'irrigation≈ 0.75

D'où les besoins de pointe correspondent au mois de mai

donc : 510.5 mm

Besoin max mensuel =158mm

$Q_{sp} = (\text{besoin max} * 10 * 1000) / (3600 * \text{Nbre de jour} * \text{Nbre heure} * \text{efficience})$

$$Q_{sp} = 0.89 \text{ (l/s /ha)}$$

Ce débit est n'est pas important, ce qui il n'y a pas de risque de surdimensionnement du réseau.V.

### VI.10: Evaluation du débit caractéristique

Le calcul des débits caractéristiques permet de définir le débit maximum que le système de desserte aura à fournir pour l'irrigation de chaque parcelle, déterminé en multipliant le débit de pointe par la surface agricole utile, voir la formule suivante :

$$Q_{car} = q_s \cdot S$$

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

$S$  : la superficie nette à irriguer = 1530ha

$$Q_{car} = q_s \cdot S = 0.89 \cdot 1530$$

$$Q \text{ caractéristique} = 1361.71/s$$

**Conclusion:**

Dans ce chapitre on a déterminé les besoins en eau d'irrigation pour les cultures de notre périmètre. On remarque que le mois de pointe est le mois de Juin. Donc on a estimé les besoins en eau du périmètre pour les assolements proposés et on a choisi l'assolement 02 car c'est le plus exigeant

# **Chapitre VI : Etude du système d'adduction et distribution**

## Chapitre VI : Etude du système d'adduction-distribution

### VI 1 : Généralité:

Le site proposé pour la nouvelle station de pompage de djendal est situé sur la rive droite de l'Oued chelif près de l'évacuateur de crue du barrage. Le terrain au niveau du site est plat et argileux, ce qui lui confère l'avantage d'être un site idéal pour une station de pompage.

Cette station est conçue avec une puissance capable d'acheminer les eaux du barrage Ghrib jusqu'au réservoir de djendal à travers les conduites nouvelles et celles existantes,

### VI .7 : Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage:

Un projet d'alimentation en eau d'irrigation de la 1ère élévation est constitué d'une prise d'eau, une station de pompage et un reservoir.

Ces constructions se font suivant des schémas types, des dispositions plus adéquats pour un tel type de conditions d'exploitation, la construction dépend aussi du relief, de l'environnement. Et pour ces raisons on prend en considération certains paramètres essentiels.

- Il ne faut jamais construire la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables;
- Les lignes d'électricité doivent être placé le long de champ d'isolement des routes et des quartiers d'habitation;
- 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 ;
- Construire la station de pompage en prenant en considération les normes internationales dans ce domaine.

La station de pompage doit être équipée de

- L'accès à tous les ouvrages
- Plate forme avec une très bonne qualité de béton
- Prvoir des moyens de dérivation des eaux pluviales, drainage par des caniveaux
- Faire un profil en long de l'emplacement de la prise d'eau et la conduite de refoulement.

#### **VI .8 : Détermination de la hauteur d'élévation calculée:**

A partir du calcul les besoins en eau on peut tirer le débit caractéristique (mois de pointe)

Avec une surface de 1530 hectar.

$$Q_{\text{moy}}=1.4\text{m}^3/\text{s}$$

Données de base :

1. Cote PBE du suil	313 NGA
2. Cote PHE du réservoir :	364 NGA
3. Débit pompé	1.4 m <sup>3</sup> /s
4. Longueur Conduite de refoulement	60 m

La hauteur géométrique maximale est ainsi de 364 - 313 = 51 m

La HMT est donnée par la formule suivante :

$$\text{HMT} = \text{Hgéo} + \Sigma\text{Pdc} + \text{P}_{\text{exh}}$$

Où

Hgéo = Hauteur géométrique

Et  $\Sigma P_{dc}$  = somme des pertes de charge linéaires et singulières.

$P_{exh}$  : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur)  
= (1,0÷1,5) m ; On prend  $P_{exh} = 1.5$  m

$$\Sigma P_{dc} = (1,15 \div 1,3) \Sigma h_p(\text{ref})^{lin}$$

et :

Pour  $L_{ref} = 1000$  m on a  $\Sigma h_p(\text{ref})^{lin} = 4$ m

Notre conduite de refoulement à une longueur de 60 m.

D'où:

$$h_p(\text{ref})^{lin} = \frac{640}{1000} * 4 = 2.56 \text{ m} \quad h_p(\text{ref})^{in} = (60/1000) * 4 = 0.24$$

$$\Sigma h_p(\text{ref})^{lin} = 0.24 \text{ m}$$

$$\Sigma P_{dc} = 1,3 * 0.24 = 0.312 \text{ m}$$

La somme des pertes de charge est donc de  $\Sigma P_{dc} = 0.312$ m.

La Hmt maximale est  $HMT = 51 + 0.312 + 1.5 \approx 52.812$  mce.

### **VI .8 : Détermination du nombre de pompes:**

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

Le nombre des pompes principales repose sur le rendement, la puissance, l'encombrement....

Donc notre choix est basé sur le nombre, et le type des pompes à utiliser.



Les critères à respecter dans le choix sont :

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

**VI. 9 : Choix du nombre pour la pompe Centrifuge à double flux :**

$$Q_{cal} = Q_f / n = 1.4 / 3 = 0.467$$

D'où d'après le catalogue on trouve que cette pompe (E4XBS/10+MC4075M) à comme caractéristiques :

Diamètre d'aspiration  $D_a = 500$  mm

Diamètre de refoulement  $D_r = 400$  mm

Débit  $Q = 0.807 \text{ m}^3/\text{s}$

Hauteur manométrique totale  $H = 56.4$  m

La Vitesse de rotation  $n = 740$  tr/min

Puissance absorbée  $P_{abs} = 190$  Kw .

Le rendement  $\eta = 62$  %

**Tableau VI.02 : Choix final de la pompe**

Nombre de pompes	$Q_{cal}$ (m <sup>3</sup> /s)	$H_{cal}$ (mce)	Pompe choisie	$\eta$ (%)	n (tr/min)	P (Kw)
3	0.807	56.4	E4XBS/10+MC4075M	62	740	125

Donc la variante choisie est une pompe centrifuge à double flux, ayant les caractéristiques suivantes

Diamètre d'aspiration  $D_a = 500$  mm.

Diamètre de refoulement  $D_r = 400$  mm.

Nombre de tours  $n = 740$  tr/min.

Rendement  $\eta = 62$  %.

Puissance absorbée  $P_{abs} = 125$  KW.

#### VI .10 : Choix du moteur électrique :

Puisque la pompe demande un moteur électrique pour la faire tourner il faut avoir des critères pour choisir le moteur le plus adapté avec la pompe choisi, et parmi ces critères on peut citer les suivants :

- Prendre en considération la puissance absorbée
- Position de l'arbre de moteur (vertical ou horizontal)
- La tension d'alimentation du moteur électrique.
- Prendre en considération la variation de la vitesse.

#### VI .11 : Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique

La puissance du moteur électrique est calculée par la formule suivante

$$P_{abs} = \frac{\varpi \cdot Q_{max} \cdot Hc_{min} \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m}$$

$\eta_{tr} = 1$  Accouplement direct

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

$\eta_p$  : Rendement de la pompe (0,62)

$K$  : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient  $K$  sont données dans le tableau VII.3 :

#### Tableau VI.03 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance

**Chapitre VI : Etude du système d'adduction-distribution**

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 = 125 KW ; K=1,1;

$$.P_{abs}=(9810*0.807*60*1.1)/(0.62*1*0.93)=66.26 \text{ kw}$$

$$P_{ab} = 66.26 \text{ KW}$$

Et d'après le catalogue des moteurs on trouve que notre moteur électrique a les caractéristiques suivantes :

Un moteur triphasé 50 hz

**Tableau VI.04 : Caractéristiques du moteur électrique choisi**

Puissance		Type	Intensité abs				Caractéristiques en charge						Vitesse		Masse apr
			In 380 V	Id in	Cd/Cn	Cm/Cn	Rendement %			cosφ			Tr/min	Kg.m <sup>2</sup>	
K w	ch	A	A	1/ 2			3/ 4	4/ 4	1/ 2	3/ 4	4/ 4	Kg			
62.2	100	PLS	142	5.99	2	2.4	90.5	92	91.5	0.78	0.84		0.88	2935	0.964

**VI .11 : Rendement de la station de pompage:**

Le rendement de la station de pompage est lié à toutes les équipements qui ont un rendement, comme le mode d'accouplement, le moteur électrique, la

pompe choisie, et le rendement du réseau électrique. Donc le rendement de la station de pompage est donné par la formule suivante :

$$\eta_{sp} = \eta_p \cdot \eta_{mot} \cdot \eta_{ac} \cdot \eta_{res}$$

Avec :

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

$\eta_p$  : Rendement de la pompe choisie = 0.62

$\eta_{mot}$  : Rendement du moteur électrique = 0,93

$\eta_{ac}$  : Rendement du mode de raccordement = 1 (Accouplement direct)

$\eta_{res}$  : Rendement du réseau électrique = 0,99

$$\eta_{sp} = 0,62 \cdot 0,93 \cdot 1,0 \cdot 99 = 0.57$$

$$\eta_{sp} = 60\%$$

#### **VI .12 : les équipements en amont et en aval de la pompe :**

Les équipements hydrauliques de la station djendal comprennent en dehors des pompes elle-même :

Les équipements d'aspiration : grille, tulipe d'aspiration, crépine, joint, vanne, convergent,

Les équipements de refoulement : joint, dévergent, clapet anti-retour, vanne, appareils divers.

#### **VI .12.1 : Les équipements en amont :**

##### **VI .12.1.1 : conduite d'aspiration :**

Le diamètre de la conduite d'aspiration est de 600 mm, et la longueur de cette dernière est de 15m.

La vitesse d'aspiration est de calculé comme suit :

$$v_a = \frac{4.Q}{\pi.d^2}$$

Avec :

$V_a$  : la vitesse d'aspiration.

$Q$  : le débit de chaque pompe  $1.08 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$D$  : le diamètre d'aspiration  $500\text{mm}$ .

$$V_a = 0.807 / (3.14 * 0.5^2) = 1.03 \text{ m/s}$$

Donc :

$V_a = 1.03 \text{ m/s}$
--------------------------

D'après la fourchette des vitesses en fonction des diamètres qui est donnée en TD nous avons :

$$D = (250 \div 800) \Rightarrow v_a = (1.0 \div 1.5) \text{ m/s}$$

Donc nous remarquons que la vitesse calculée admissible

### VI .12.1.2 : tulipe d'aspiration :

La nécessité de la tulipe dépend essentiellement de la vitesse d'entrée de l'eau dans la conduite d'aspiration, son utilisation permet de diminuer les pertes de charges.

Aussi est il recommandé d'en prévoir dès que la vitesse atteint  $0.5 \text{ m/s}$ , son diamètre est donné d'après le (cours de PSP) comme suit :

$$D_e = (1.2 \div 1.5) D_a$$

$D_e$  : diamètre de la tulipe d'aspiration.

$D_a$  : diamètre d'aspiration.

$$D_e = 1.25 * 500 = 600 \text{ mm}$$

$D_e = 600 \text{ mm}$
------------------------

Nous remarquons que ce diamètre est supérieur au diamètre d'aspiration c à d que c'est un diamètre convenable pour une tulipe d'aspiration.

### **VI .12.1.3 : la crépine :**

Tout comme la grille, la crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe.

Elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets nettement plus petits que la grille.

En eau brute, la crépine peut s'obstruer rapidement créant ainsi une perte de charge additionnelle à l'aspiration de la pompe, ce qui engendre une cavitation dangereuse pour la pompe.

### **VI .12.1.4: clapet anti- retour :**

Un clapet anti-retour placé sur la canalisation d'aspiration évite à l'arrêt de la pompe un retour d'eau.

De plus, le clapet placé à l'aspiration permet de maintenir la colonne d'eau dans la conduite d'aspiration et le corps de la pompe, évitant ainsi de recommencer trop souvent l'amorçage.

### **VI .12.1.5 : joints :**

La conduite d'aspiration est en dépression, cela nécessite l'installation de joints soudés dont le but est d'éviter toute entrée d'air et éventuellement l'entrée d'agents polluants, et se prêter facilement à la protection cathodique.

### **VI .12.1.6 : vannes d'aspiration :**

Une vanne montée à l'aspiration de la pompe permet d'isoler la pompe pour les travaux d'entretien ou de démontage sans pour autant arrêter la station.

Les vannes utilisées sont de type papillon avec presse-étoupe hydraulique

### **VI .12.1.7 : convergent d'aspiration :**

Afin de délimiter les pertes de charges à l'aspiration de la pompe, la conduite d'aspiration a fréquemment un diamètre élevé donnant une vitesse de circulation de 0.8 à 1.0 m/s, cette vitesse est

inférieur à la vitesse d'entrée de la bride de la pompe (de l'ordre de 2 à 5 m/s), la conduite est raccordée à la pompe par un convergent, ce qui permet d'avoir une accélération progressive de l'écoulement,

**VI .12.1.8 : la ventouse :**

La ventouse est un moyen d'évacuation de l'air .

**VI .12.1.9 : le tronçon :**

C'est la conduite reliant la pompe avec le convergent, il à une longueur donnée comme suit :

$$L_{tr} \geq 2 D_a = 2.500 = 1000 \text{ mm}$$

**VI .12.2 : équipement en amont de la pompe :**

**VI .12.2 .1 : joint de raccordement :**

La conduite de refoulement est raccordée à la pompe de manière à ne transmettre aucun effort parasite sur la pompe.

La conduite est auto butée, donc ils ont utilisé un dispositif rétablissant la continuité mécanique de la conduite

Des tirants placés autour du joint pendant aux efforts dus à l'effet de fond.

En fin, le joint facilite le démontage de la pompe ou de l'appareillage aval

**VI .12.2 .2 : le divergent :**

A la sortie de le pompe, la vitesse de l'eau est de

$$v_{sp} = \frac{4.Q_r}{\pi.D_r^2}$$

$V_{sp}$  : la vitesse à la sortie de la pompe (m/s).

$Q_r$  : débit refoulé par les pompes (m<sup>3</sup>/s).

$D_r$  : diamètre de la conduite de refoulement.

Donc :  $V_{sp}=(4*2.421)/(3.14*2^2)= 1.214 \text{ m/s}$

$V_{sp} = 1.214 \text{ m/s}$
------------------------------

Dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse par la maintenir dans une plage de (1.2 à 1.5) m/s.

Le divergent est interposé à la sortie de la pompe à un cône droit d'angle au sommet de  $8^\circ$

### **VI .12.2 .3 : clapet de refoulement :**

A la sortie de la pompe, un clapet de retenue est placé, son rôle est d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe.

### **VI .12.2 .4 : vanne de refoulement :**

La vanne de refoulement est placée après la pompe et le clapet anti-retour, peut avoir plusieurs rôles, cette vanne permet tout d'abord d'isoler la pompe lors des entretiens et de démontages.

La vanne peut intervenir également lors de la mise en marche et de l'arrêt de la pompe dans le cas des pompes centrifuges.

La manœuvre progressive de la vanne de refoulement permet par ailleurs, lors du démontage et de l'arrêt du groupe de limiter les coups de bélier dus aux variations brusques de la vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement ainsi elle a les intérêts suivantes :

- lors de l'arrêt du groupe, à démarrer (en barbotage) puis à ouvrir lentement la vanne de refoulement.
- Lors de l'arrêt du groupe à fermer lentement la vanne de refoulement puis à couper l'alimentation du moteur.
- Enfin, la vanne de refoulement peut avoir éventuellement un rôle de réglage du débit.

### **VI .12.2 .5 : conduite de vidange :**



D'après le cours de PSP elle à un diamètre de

$$d_v = \frac{1}{4} D_r$$

$d_v$  : diamètre de la conduite de vidange.

$D_r$  : diamètre de la conduite de refoulement.

Donc : 
$$d_v = \frac{1}{4} 2000 = 500mm$$

$d_v = 500 \text{ mm}$
------------------------

#### VI .12.2 .6 : conduite de refoulement :

la vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement est donnée comme suit :

$$v_r = \frac{4.Q_r}{\pi.D_r^2}$$

$Q_r$  : le débit refoulé

$D_r$  : le diamètre de la conduite de refoulement qui est égale à 2000 mm

Donc :

$$v_r = \frac{4.5,42}{3.14.2^2} = 1.73m/s \quad 4*2.421/(3.14*2^2)=0.772 \text{ m/s}$$

#### VI .12.2 .7 : débitmètre :

les mesures de débit à l'aval des pompes sont obtenues à l'aide d'appareils (débitmètres).

**VI .12.3 : Etude de la cavitation :**

La cavitation provoque une diminution très considérable de la hauteur et du rendement de la pompe.

Afin d'éviter ce phénomène il faut avoir :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

$(NPSH)_d$  : charge nette absolue d'aspiration disponible.

$(NPSH)_r$  : charge nette absolue d'aspiration recueillie, c'est une donnée par le constructeur sous forme d'une courbe

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \left( h_a + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g} \right)$$

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$  : La hauteur de pression atmosphérique qui est égale à 10 m.

$\frac{P_v}{\varpi}$  : Tension de vapeur qui est égale à 0.1 m.

$H_a$  : hauteur d'aspiration qui est égale à 3m.

$V_a$  : la vitesse d'aspiration qui est égale à 1.37 m/s.

$\sum hp_{asp}$  : Les pertes de charge d'aspiration.

$$\sum hp_{asp}^{total} = 1.15 \sum hp_{asp}^{lin}$$

$$\sum hp_{asp}^{lin} = \frac{4.L_{asp}}{1000} = 0.06m$$

$$\sum hp_{asp}^{total} = 1.15.0.06 = 0.07m$$

$$(NPSH)_d = 10 - 0.1 - \left( 3 + 0.07 + \frac{1.37^2}{2.9.81} \right) = 6.73m$$

$(NPSH)_r = 7.7\text{m}$  (caracteristiques de la pompe)

Donc la condition est vérifiée.

#### **VI .12.4 : Le coup de bélier**

##### ***Définition :***

Le coup de bélier est un phénomène transitoire oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes

- ▶ Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes, alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
- ▶ Démarrage d'une pompe.
- ▶ Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier .Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

Les caractéristiques d'ouverture et de fermeture de ce robinet vanne sont connues.

#### **VI .12.4 : Les risques dus aux coups de bélier**

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

##### **a- De forte pression**

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées au plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite, il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des points.

##### **b- Pression négative**

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe. Si cette pression devient inférieure à  $-10\text{ m.c.e}$  il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'explosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

### C- Fatigues des conduites

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites, ce phénomène est très compliqué dans le cas où les conduites sont enterrées.

#### VI .12.5 : Moyens de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti- bélier devront avoir pour effet :

- ▶ De limiter la dépression.
- ▶ De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- ▶ Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- ▶ Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection des surpressions.
- ▶ Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

#### VI .12.6 : Analyse physique du phénomène du coup de bélier

Suivant l'arrêt brusque ou instantané, quatre phases peuvent être envisagées :

##### Phase 01

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse célérité désignée par **a**.

Si la distance entre la pompe et le réservoir est **L**, le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir

est  $\frac{L}{a}$ . Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

##### Phase 02

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{a}$  c'est-à-dire à  $\frac{2L}{a}$  depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

### Phase 03

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{a}$  c'est-à-dire à  $\frac{3L}{a}$  depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

### Phase 04

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprennent leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{a}$  c'est-à-dire à  $\frac{4L}{a}$  depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc  $T = \frac{4L}{a}$  .

## VI .13: Château d'eau:

### VI .13.1: Dimensionnement du réservoir

Le réservoir est dimensionné selon les besoins en eau des cultures au mois de pointe.

Le nombre des heures de pompage par jour = 22heures ce qui nous permet de déterminer la valeur d'apport de = 4.17 % chaque heure.

Le nombre des heures d'irrigation par jour = 22 heures ce qui nous permet de déterminer la valeur de distribution = 4.55% chaque heure.

Le bilan de consommation et l'apport journalier d'eau dans le tableau suivant

**Tableau VI.05 : Le bilan de consommations et l'apport journalier d'eau.**

Heure (h)	Apport (%)	Distribution (%)	Stockage (%)	Déstockage (%)	Vol restant (%)
1,00	4,17	4,55	-	0,38	0,38
2,00	4,17	4,55	-	0,38	0,76
3,00	4,17	4,55	-	0,38	1,14
4,00	4,17	4,55	-	0,38	1,52
5,00	4,17	4,55	-	0,38	1,90
6,00	4,17	4,55	-	0,38	2,28
7,00	4,17	4,55	-	0,38	2,66
8,00	4,17	4,55	-	0,38	3,04
9,00	4,17	4,55	-	0,38	3,42
10,00	4,17	4,55	-	0,38	3,80
11,00	4,17	4,55	-	0,38	4,17
12,00	-	4,55	4,17	-	-
13,00	4,17	4,55	-	0,38	0,38
14,00	4,17	4,55	-	0,38	0,76
15,00	4,17	4,55	-	0,38	1,14
16,00	4,17	4,55	-	0,38	1,52
17,00	4,17	4,55	-	0,38	1,90
18,00	4,17	4,55	-	0,38	2,28
19,00	4,17	4,55	-	0,38	2,66

## Chapitre VI : Etude du système d'adduction-distribution

20,00	4,17	4,55	-	0,38	3,04
21,00	4,17	4,55	-	0,38	3,42
22,00	4,17	4,55	-	0,38	3,80
23,00	4,17	4,55	-	0,38	4,17
24,00	-	4,55	4,17	-	-

Le volume du réservoir sera égal :

$$Vu = \frac{4.17}{100} \times Q_s = \frac{4.17}{100} \times 0.8 * 3600 * 24 = 2966.6 \text{ m}^3$$

Le volume d'incendie 120m<sup>3</sup>

On prend un volume total de **V= 3100m<sup>3</sup>**

La forme géométrique de notre réservoir semi en taire :

- **Bassin rectangulaire**

Les dimensions finales du bassin sont : 8x25x16 = **3100 m3**

## Chapitre VI –b- : Les technique d'irrigation

### VI .14 .1 : Généralités :

L'humidité du sol à l'état naturel est souvent insuffisante, et pour garantir un rendement optimum des cultures agricoles on a recours à l'irrigation.

L'irrigation assure pour les plantes le régime du sol hydrique, nutritif, aérien, thermique, salé et microbiologique le plus favorable.

Le choix de la méthode d'irrigation est basé sur la manière de répartition de l'eau sur le sol de façon à ce que les plantes tirent le maximum de profit et assurent la rentabilité finale de l'opération.

#### **VI .14 .2 : Les technique d'irrigation à la parcelle :**

Les différentes techniques d'irrigation à la parcelle, ou techniques d'arrosage, relèvent de trois modes principaux d'irrigation :

- irrigation gravitaire ou irrigation de surface.
- irrigation sous pression (par aspersion ou par micro-irrigation)
- irrigation de sub-surface.

#### **VI .14 .2 .1 : Les technique d'irrigation de surface :**

L'irrigation de surface regroupe l'ensemble des techniques d'arrosage dans lesquelles la répartition de l'eau à la parcelle se fait entièrement à l'air libre, par simple écoulement à la surface du sol. La répartition de l'eau est assurée grâce à la topographie du terrain et aux propriétés hydriques du sol (ruissellement, infiltration et capillarité).

#### **VI .14 .2 .2 : Irrigation par ruissellement :**

Deux cas se présentent :

**-Premier cas :** l'eau, distribuée par rigoles, ruisselle sur le sol et s'y infiltre verticalement.

Il s'agit d'un ruissellement en nappe ou déversement. On recense dans cette catégorie toute une panoplie de techniques telles que :

- l'arrosage à la planche
- l'arrosage par rigoles de niveau
- l'arrosage par rigoles en pente ou rases
- l'arrosage par plans inclinés
- l'arrosage par ados



**-Deuxième cas :** l'eau ne ruisselle pas sur l'ensemble de la surface du sol mais coule dans des fossés, rigoles et pénètre par infiltration latérale verticale jusqu'aux racines des plantes.

Par ailleurs et sauf exception signalée, la mise en place d'un réseau de colature est indispensable pour évacuer les eaux excédentaires, en irrigation par ruissellement.

#### **VI .14 .2 .3 : Irrigation par submersion :(anglais : level system)**

L'eau submerge le terrain et s'y infiltre. Il peut arriver que l'on maintienne une lame d'eau (submersion continue) suivant l'exigence de certaines cultures tel que le riz ou au contraire que l'on provoque au bout d'un certain temps l'écoulement de l'eau non infiltrée dans les colatures (submersion alternée).

On distingue plusieurs techniques d'arrosage par submersion dont :

- les planches de submersion en pente à diguettes en courbes de niveau.
- les terrasses ou banquettes
- les sillons ou raies à pente nulle
- les cuvettes en arboriculture

#### **VI .14 .2 .4 : L'irrigation mixte :**

Il s'agit d'un ruissellement suivi d'une submersion, Quelques techniques possibles employées en l'irrigation mixte sont :

- L'épandage de crue
- La raie courte

#### **VI .14 .3 : Les techniques d'irrigation sous pression :**

En irrigation par aspersion, l'eau parvient aux cultures d'une façon qui imite la chute naturelle de pluie, grâce à l'utilisation de divers appareils de projection alimentés sous pression, choisis et disposés de façon à obtenir la répartition la plus uniforme possible de la pluviométrie.

Nous pouvons dégager deux modes d'irrigation par aspersion selon que cette irrigation soit en moyenne pression ou en forte pression.

**VI .14 .3 .1 : types d'installations en moyenne pression :**

- réseau classique avec rampes souples et asperseurs trains.
- réseau classique en couverture partielle.
- couverture total
- couverture intégrale

**VI .14 .3 .2 : Machine d'arrosage (forte pression)**

Les machines à irriguer employées pour l'arrosage des grandes exploitations.

**1) Canons**

Ce sont des machines assurant un arrosage en bande avec un déplacement continu de l'arroseur. Les machines se composent de 3 éléments :

- arroseur proprement dit (canon d'arrosage).
- canalisation souple alimentant l'arroseur avec une longueur de 200 à 300 m et de 33 à 110 mm de diamètre.
- un organe de traction de l'arroseur.

**2) Les rampes géantes d'arrosage automotrice :**

Avec ces rampes géantes, c'est un nouveau bond qui est tranché dans l'importance de surfaces susceptibles d'être arrosées par un seul appareil.

Ces machines sont le **pivot-matique (U.S.A)**, **Frégate (U.R.S.S)**, permettent d'arroser des superficies jusqu'à 150 ha.

**VI .14 .3 .3 : L'irrigation localisée :**

L'irrigation localisée, ou micro-irrigation, est une méthode qui regroupe plusieurs systèmes de distribution de l'eau à la parcelle. Elle se caractérise par :

- la mise en place sur la parcelle d'un réseau dense de canalisations (rampes) couvrant totalement la surface à irriguer.
- l'apport de l'eau au voisinage de la plante ; l'eau se localise en surface, pénètre dans le sol où elle se déplace verticalement par gravité, obliquement et horizontalement par capillarité dans une partie seulement de la zone pouvant être explorée par les racines. le volume de sol ainsi humidifié appelé « Bulle humide » .
- une frange capillaire non saturée où l'humidité décroît en fonction la distance au goutteur.
- selon le type de distributeur utilisé, l'eau se localise par point (Goutteurs ;Gaines), par lignes (Système Bas-Rhone ;Tube Poreux) ou par surfaces plus ou moins grandes (mini-diffuseurs ;micro-asperseurs).

L'irrigation localisée est surtout pratiquée en cultures **Maraîchères** ou **Fruitières**.

#### **VI .14 .3 .4 : Les techniques d'irrigation de sub-surface ou sous-terrain :**

En irrigation sous-terrain,l'application de l'eau se fait sous la surface du sol. Elle peut consister en :

- un contrôle de la nappe ou moyen d'un réseau de drainage qui peut fonctionner à l'envers par l'admission d'eau d'irrigation ; ce réseau peut être constitué par des fossés profonds ou des drains enterrés, cette technique est convient aux terrains humides et relativement plats.
- la mise en place de dispositifs permettant l'humectation souterraine d'un volume de sol proche des racines des plantes, cette technique est surtout employée en cultures maraîchères sur de petites surfaces.

#### **VI .14 .4 : L'avantage et les inconvénient des technique d'arrosages :**

##### **a-Techniques d'irrigation de surface :**

•**Avantages :**

- Coût d'investissement relativement faible.
- Besoins en énergie faibles ou nuls.
- Insensibilité au vent.
- Bonne adaptation à l'épandage d'eaux usées.
- Les végétaux ne sont pas mouillés ce qui est favorable sur la plan phytosanitaire.
- Possibilité d'utilisation d'eau salées (en pratiquant le lessivage du sol).

•**Inconvénients :**

- Besoins importants en main d'œuvre.
- Inadaptation aux sols très filtrants.
- Planage nécessaire des parcelles qui donne une surface consommée par les canaux et rigoles
- Pertes d'eau important c'est-à-dire efficacité d'arrosage faible.

**b-Techniques d'irrigation sous pression.**

•**Avantages**

- Absence de nivellement préalable.
- Bonne adaptation à tous les types de sol
- Possibilité de mélanger facilement des engrais et pesticides à l'eau d'irrigation.
- possibilité de contrôle précis des doses appliquée, des possibilité de l'automatisation

•**Inconvénients :**

- Coût d'investissement élevés.
- Dépense énergétique élevée.
- Difficultés d'utilisation et efficacité réduite en régions ventées.
- Mouillage des feuilles favorisant les maladies cytogamiques chez certaines espèces végétales.
- Ne convient pas aux eaux salées sur beaucoup de cultures (risque de brûlure du feuillage, ou de dépôts inesthétiques sur les fruit).

**c-Irrigation localisée :**

•**Avantages :**

- Excellent rendement des cultures.
- Excellente efficacité d'arrosage à la parcelle.
- Très faibles besoins de main d'œuvre.
- Insensibilité au vent.
- Ne mouille pas le feuillage ce qui est favorable du point de vue phytosanitaire.

•**Inconvénients :**

- Nécessite une maintenance rigoureuse, en raison des risques liés à l'éventuelle interruption des arrosages.
- Nécessite la filtration de l'eau d'irrigation.
- Coût globalement élevé qui fait réserver cette technique aux cultures à forte valeur ajoutée.
- Fonctionne avec du matériel délicat à durée de vie relativement faible.

**d-L'irrigation souterraine :**

•**Avantages :**

- Absence de matériel en surface, d'où aucune gêne pour l'exploitant.
- Très faibles coûts d'investissement et de fonctionnement, sur des parcelles préalablement équipées en drainage souterrain.
- Ne mouille pas le feuillage, ni le sol ce qui est favorable du point de vue phytosanitaire et aux façons culturales.

•**Inconvénients :**

- Technique utilisable seulement dans certaines conditions pédologiques, sur des parcelles justiciables d'un drainage souterrain.
- Maîtrise incomplète et aléatoire de l'alimentation hydrique des cultures, qui fait réserver cette technique aux productions à faible valeur ajoutée.

**VI.15 : Choix des techniques d'irrigation :**

Le choix d'une technique d'irrigation repose sur un ensemble de critères et de contraintes qui ont été étudiés par Hlavec (1995) :

- topographie (pente du terrain, relief, géométrie de la parcelle) ;
- ressource en eau (quantité, qualité, débit dont on dispose) ;
- nature des cultures ;
- nature du sol ( perméabilité) ;
- facteurs sociologique et culturels ;
- facteurs économiques ;
- rentabilité de l'opération.

#### **VI .15. IMPACTS POSITIFS de choix de technique d'irrigation :**

Les impacts principaux positifs attendus de la réalisation du projet peuvent être résumés comme suit :

- Amélioration de la performance du système d'irrigation existant pour la rive droite ;
- Préservation /amélioration des écosystèmes existants (barrage de Ghrib) et création d'autres biotopes potentiels (plan d'eau au niveau du seuil projeté, maintien d'un débit écologique dans l'oued chilif,..etc) ;
- Soulagement du fonctionnement de l'alimentation en eau potable des localités de Khemis Miliana , Djendel,;
- Sur le plan industriel, il pourrait être développé d'autres unités agro-industrielles de transformation des produits agricoles locaux, pour compléter les unités existant actuellement dans la sous –région et produisant respectivement du lait et ses dérivés à Ain Dfla,
- Création d'emplois et amélioration des conditions économiques de la population de la zone du projet.

#### **VI .15.1 : IMPACTS NEGATIFS**

Les impacts principaux négatifs générés par la réalisation du projet peuvent être résumés comme suit :

- Expropriation de terrains sur une superficie due à l'emprise de 10m réservée à la conduite de transfert pour les traversées des champs et de 5m lorsque la conduite longe les routes existantes ;
- Risques de pollution du sol et des eaux souterraines et superficielles durant la phase de construction (rejets d'eaux usées, nettoyage des équipements, déversements accidentels et fuites) ;

**Tableau VI.06: Analyse multicritères de choix de technique d'arrosage**

Contraintes	Irrigation de surface		Irrigation par Aspersion	Irrigation localisé
	Par Rigole	Par Planche		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Contraintes naturelle                             <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Evaporation                                     <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Vent (1.9 m/s)   <ul style="list-style-type: none"> <li>Par Rigole: ++</li> <li>Par Planche: +++</li> <li>Aspersion: ++</li> <li>Irrigation localisé: +++</li> </ul> </li> <li>▪ Texture (limoneuse)   <ul style="list-style-type: none"> <li>Par Rigole: ++</li> <li>Par Planche: ++</li> <li>Aspersion: +++</li> <li>Irrigation localisé: +++</li> </ul> </li> <li>▪ Perméabilité (moy)   <ul style="list-style-type: none"> <li>Par Rigole: +++</li> <li>Par Planche: ++</li> <li>Aspersion: +++</li> <li>Irrigation localisé: ++</li> </ul> </li> <li>▪ Qualité d'eau d'irrigation (bonne)   <ul style="list-style-type: none"> <li>Par Rigole: +++</li> <li>Par Planche: +++</li> <li>Aspersion: +++</li> <li>Irrigation localisé: +++</li> </ul> </li> </ul> </li> </ul> </li> <li>• Contraintes agronomique                             <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Maraîchage                                     <ul style="list-style-type: none"> <li>Par Rigole: □</li> <li>Par Planche: ++</li> <li>Aspersion: ++</li> <li>Irrigation localisé: ++</li> </ul> </li> <li>▪ Fourragère et céréales                                     <ul style="list-style-type: none"> <li>Par Rigole: +++</li> <li>Par Planche: +</li> <li>Aspersion: +++</li> <li>Irrigation localisé: □</li> </ul> </li> </ul> </li> <li>• Contraintes technique                             <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Personnels qualifié                                     <ul style="list-style-type: none"> <li>Par Rigole: +++</li> <li>Par Planche: □</li> <li>Aspersion: +++</li> <li>Irrigation localisé: +++</li> </ul> </li> </ul> </li> </ul>				

## Chapitre VI : Etude du système d'adduction-distribution

<ul style="list-style-type: none"> <li>• Contraintes économique             <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ économie d'eau</li> </ul> </li>   <li>• Divers             <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ adaptation à L'irrigation de nuit</li> <li>▪ possibilité automatiser</li> </ul> </li> </ul>	       	       	       	       
--	------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------

**Remarque :**

- : Déconseillé ; +: Adapté avec réserve;
- + + : Adapté ; + + + : Très Adapté

### Conclusion

Au terme de ce chapitre il faut faire un diagnostic de station de pompage de djendal pour assurer le transport d'eaux jusqu'au réservoir, c'est pour l'économie de l'eau en premier degré, le bon choix du système d'irrigation résulte un bon fonctionnement de ce dernier et une durée de vie plus longue et le plus important dans toute l'histoire, c'est la récolte avec un bon rendement qualitativement et quantitativement. Pertes des plantes et du sol.



# **CHAPITRE VII: DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DISTRIBUTION**

## CHAPITRE VII: DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DISTRIBUTION

### VII.1.Introduction

Le réseau collectif de distribution d'eau est essentiellement constitué par des canalisations enterrées, livrant l'eau sous pression aux différentes exploitations agricoles par l'intermédiaire des bornes d'arrosages. Le développement de ces réseaux par les conduites sous pression est lié principalement, à la rationalisation de la ressource en eau et particulièrement la généralisation des méthodes d'irrigation modernes (économie d'eau et disponibilité). C'est dans ce contexte que notre attention dans ce chapitre s'est accentuer à la mise au point de la méthodologie d'optimisation du réseau de distribution d'irrigation.

### VII.2 Découpage des îlots d'irrigation

La délimitation du périmètre de 1530 ha secteur 1 :

**Tableau VII.1** : Les différentes Parcelles du périmètre.

<b>Ilot</b>	<b>Borne</b>	<b>Nbre de parcelles</b>	<b>surface de parcel</b>
S1	B1	4	8.3
S2	B2	4	7.3
S3	B3	4	7.0
s4	B4	4	6.0
S5	B5	4	6.7
S6	B6	4	9.7
S7	B7	4	9.5
S8	B8	4	8.3
S9	B9	4	7.0
S10	B10	4	6.7
S11	B11	4	6.7
S12	B12	4	4.2
S13	B13	4	8.0
S14	B14	4	7.5
S15	B15	4	7.0
S16	B16	4	9.7
S17	B17	4	9.7
S18	B18	4	9.7
S19	B19	4	7.5
S20	B20	4	7.5
S21	B21	4	9.0
S22	B22	4	7.5
S23	B23	4	7.7
S24	B24	4	7.0

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

S25	B25	4	9.3
S26	B26	4	7.3
S27	B27	4	8.3
S28	B28	4	8.3
S29	B29	4	13.0
S30	B30	4	9.0
S31	B31	4	7.7
S32	B32	4	7.0
S33	B33	4	9.3
S34	B34	4	9.7
S35	B35	4	8.3
S36	B36	4	9.3
S37	B37	4	8.7
S38	B38	4	8.7
S39	B39	4	7.5
S40	B40	4	9.7
S41	B41	4	9.0
S42	B42	4	9.3
S43	B43	4	9.7
S44	B44	4	9.3
S45	B45	4	8.3
S46	B46	4	9.3
S47	B47	4	9.3
S48	B48	4	9.5
S49	B49	4	7.3
S50	B50	4	7.0
S51	B51	4	7.5
S52	B52	4	9.5
S53	B53	4	11.0
S54	B54	4	9.5
S55	B55	4	5.0
S56	B56	4	11.5
S57	B57	4	8.3
S58	B58	4	7.3
S59	B59	4	6.0
S60	B60	4	8.0
S61	B61	4	7.5

Nous considérons d'abord les différents facteurs concernant le dimensionnement et le découpage des îlots et examinons par la suite la situation foncière de la zone d'étude, avec un découpage provisoire des îlots selon les principes indiquée ci- dessous :

### VII.2.1 Taille des îlots d'irrigation :

La taille de l'îlot est déterminée en fonction du débit d'équipement de prise en relation avec le débit fictif continu maximum au niveau de l'îlot. En outre, le débit fourni par la prise d'irrigation doit correspondre à une main d'eau compatible avec la méthode d'irrigation adoptée au niveau de l'exploitation.

la taille de l'îlot doit être déterminée en fonction des facteurs suivants :

- Le débit fictif continu en relation avec le débit d'équipement de la prise ;
- Le nombre d'exploitations qui partagent une seule prise.

### VII.2.2 Débit fictif continu :

Le débit fictif continu à la parcelle, est en général basé sur la satisfaction des besoins en eau de la culture la plus exigeante.

### VII.2.3 Débit d'équipement :

Le débit fourni par la prise doit correspondre à une main d'eau compatible avec le système d'irrigation adopté au niveau de l'exploitation. Plusieurs facteurs peuvent faire varier la valeur à choisir pour le module ; le premier de ces facteurs, est la méthode d'arrosage, plus elle est perfectionnée, plus le module pourra être réduit ; si les surfaces à mettre en eau sont petites on peut judicieusement donner de petites quantités d'eau.

Le module est également à déterminer en fonction de l'état général du sol, et de sa pente. On peut choisir un petit module lorsque le sol est bien nivelé et la pente convenable. La perméabilité du sol est le facteur prédominant, normalement, les mains d'eau plus grandes ne sont nécessaires que sur les grands bassins avec des sols relativement perméables.

En résumé, le problème est de choisir pour le module une valeur satisfaisante aux conditions citées ci-dessus.

On note que ces conditions, ont été déjà définies dans les paragraphes précédents. Le module, pour rester commode, pratique et économique on a opté pour une main d'eau qui doit se situer entre 10 et 20 l/s.

### VII.2.4 Taille de l'îlot

Les classes de taille de l'îlot ainsi que les débits d'équipements sont indiqués au tableau suivant :

**Tableau VII.2 :** les classes de taille de l'îlot

Taille de l'îlot S (ha)	Débit d'équipement de la prise (l/s)
$S \leq 15$	15
$15 < S \leq 20$	20
$20 < S \leq 25$	25
$25 < S \leq 30$	30

### VII.3 L'emplacement des bornes d'irrigation dans les îlots

Chaque îlot sera desservi par une prise d'irrigation sur le réseau de distribution par conduites qui suivent les limites de ces îlots. Par conséquent, la prise serait toujours située sur la limite de l'îlot sur le côté amont dans le cas de petites surfaces et au centre dans le cas de grandes parcelles.

### VII.4 Modalité de distribution

#### VII.4.1 L'irrigation à la demande

Dans ce mode chaque irrigant est libre d'utiliser le débit qu'il a souscrit à toute heure du jour ou de la nuit. L'organisme de gestion du réseau distribue l'eau sur la base des débits souscrits à l'irrigant et les volumes effectivement prélevés. Cependant le débit affecté à une prise sera supérieur au débit fictif continu.

#### VII.4.2. L'irrigation au tour d'eau :

C'est un mode de desserte spécifique et très rigide, il en existe deux types :

- Avec un tour d'arrosage, à module fixe et uniforme sur tout le réseau, chaque irrigant pourra irriguer au cours d'un tour d'eau, pendant une durée proportionnelle à la surface irriguée.
- Avec un tour d'arrosage à module variable sur tout le réseau : dont les conduites de desserte sont calculées de manière à obtenir un fonctionnement continu au cours du tour d'eau et en fonction de la surface irriguée.

L'inconvénient de ce mode, est le respect de tour d'arrosage, qui nous mène à concevoir un organisme de contrôle. Pour apporter une solution adéquate à ce problème, nous devons prévoir deux modalités :

#### VII.4.3.1. Tour d'arrosage à l'antenne :

Dans le cas des petites propriétés, les modules disponibles lors de l'application des modalités précédentes, pourront être trop faibles, d'où l'option de regrouper plusieurs bornes sur une seule antenne donnée. Le débit fictif continu relatif aux superficies irriguées, desservies par cette antenne, constituera le module d'irrigation, successivement délivré aux différentes prises de l'antenne.

Dans le cadre de notre projet, on adopte une distribution d'eau d'irrigation à la demande, caractérisée par une souplesse, en laissant l'irrigant utiliser selon sa convenance sa prise d'irrigation

### VII.4.3 Tour d'arrosage à la borne

Chacune des bornes représentant le tertiaire dans le réseau de surface, reçoit un débit correspondant au débit fictif continu ce qui constitue alors le module d'irrigation qui est utilisé successivement par les différentes prises de la borne.

### VII.5 La méthodologie de dimensionnement

Pour objectif la détermination des diamètres des conduites des dessert, ce traitement a été basé sur les éléments et les hypothèses suivants :

- ✓ Le tracé du réseau (la longueur de chaque tronçon) ;
- ✓ Le débit à transiter sur chaque tronçon ;
- ✓ La surface des îlots desservis par le tronçon
- ✓ Les pertes de charges totales dans le tronçon
- ✓ Les conditions limites aval ; la charge minimum à assurer aux bornes
- ✓ Les conditions limites amont ; la côte charge disponible à l'entrée du réseau
- ✓ Les côtes de terrain naturel des bornes.

### VII.6 Calcul des débits des ilots

Le but est de définir les débits nécessaires que le système d'irrigation doit véhiculer pour répondre à la demande en eau des cultures. Le débit spécifique est défini d'après les besoins en eau de chaque culture, évalués précédemment à partir de la répartition culturale. Ce débit a été évalué à :  $q_s = 1.18 \text{ l/s/ha}$

Le débit de chaque borne pouvant desservir un ilot est formulé comme suit :

$$Q_b = q_s \cdot S \quad \dots\dots(V.1)$$

**Q<sub>b</sub>** : Débit caractéristique de chaque ilot (l/s)

**q<sub>s</sub>** : Débit spécifique moyen (l/s/ha)

**S** : Superficie de l'ilot (ha)

#### VII.6.1. Données de base du dimensionnement

Le débit spécifique est évalué **0.89 l/s/ha**.

La surface du périmètre est égale à **1530 ha**

#### VII.6.2. Choix de diamètre de la borne

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

**Tableau VII.3 :** 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

**VII.6.3. Choix de type de borne :**

Le choix de type de borne dépend de la surface généralement on admet :

- Pour les ilots qu'ont un nombre de parcelle entre [4 -8], et dont la superficie inférieure à 15ha, on prend la borne à quatre prise (Borne de type A4).
- Pour les ilots qu'ont deux parcelle et dont la superficie inférieure à 15ha, on prend la borne à deux prises (borne de type A2).
- Pour les ilots qu'ont deux parcelle et dont la superficie dépasse 15ha, on prend la borne à deux prises (Borne de type B).
- Pour les grands ilots on prévoit des bornes de type C

**Tableau VII. 4:** Calcul des débits des ilots et choix du diamètre et type de bornes

Ilot	Borne	Nbre de parcelles	surface de parcel	surface	Débit (l/s)	Matériel	Type de borne
S1	B1	4	6.3	25	5.56	PEHD	A4
S2	B2	4	5.5	22	4.90	PEHD	A4
S3	B3	4	5.3	21	4.67	PEHD	A4
s4	B4	4	4.5	18	4.01	PEHD	A4
S5	B5	4	5.0	20	4.45	PEHD	A4
S6	B6	4	7.3	29	6.45	PEHD	A4
S7	B7	4	4.8	19	4.23	PEHD	A4
S8	B8	4	6.3	25	5.56	PEHD	A4
S9	B9	4	7.0	28	6.23	PEHD	A4
S10	B10	4	5.0	20	4.45	PEHD	A4

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

S11	B11	4	5.0	20	4.45	PEHD	A4
S12	B12	4	5.3	21	4.67	PEHD	A4
S13	B13	4	6.0	24	5.34	PEHD	A4
S14	B14	4	7.5	30	6.68	PEHD	A4
S15	B15	4	5.3	21	4.67	PEHD	A4
S16	B16	4	7.3	29	6.45	PEHD	A4
S17	B17	4	7.3	29	6.45	PEHD	A4
S18	B18	4	7.3	29	6.45	PEHD	A4
S19	B19	4	7.5	30	6.68	PEHD	A4
S20	B20	4	7.5	30	6.68	PEHD	A4
S21	B21	4	6.8	27	6.01	PEHD	A4
S22	B22	4	7.5	30	6.68	PEHD	A4
S23	B23	4	5.8	23	5.12	PEHD	A4
S24	B24	4	5.3	21	4.67	PEHD	A4
S25	B25	4	7.0	28	6.23	PEHD	A4
S26	B26	4	7.3	29	6.45	PEHD	A4
S27	B27	4	6.3	25	5.56	PEHD	A4
S28	B28	4	6.3	25	5.56	PEHD	A4
S29	B29	4	6.5	26	5.79	PEHD	A4
S30	B30	4	6.8	27	6.01	PEHD	A4
S31	B31	4	5.8	23	5.12	PEHD	A4
S32	B32	4	5.3	21	4.67	PEHD	A4
S33	B33	4	7.0	28	6.23	PEHD	A4
S34	B34	4	7.3	29	6.45	PEHD	A4
S35	B35	4	6.3	25	5.56	PEHD	A4
S36	B36	4	7.0	28	6.23	PEHD	A4
S37	B37	4	6.5	26	5.79	PEHD	A4
S38	B38	4	6.5	26	5.79	PEHD	A4
S39	B39	4	7.5	30	6.68	PEHD	A4
S40	B40	4	7.3	29	6.45	PEHD	A4
S41	B41	4	6.8	27	6.01	PEHD	A4
S42	B42	4	7.0	28	6.23	PEHD	A4
S43	B43	4	7.3	29	6.45	PEHD	A4
S44	B44	4	7.0	28	6.23	PEHD	A4
S45	B45	4	6.3	25	5.56	PEHD	A4
S46	B46	4	7.0	28	6.23	PEHD	A4
S47	B47	4	7.0	28	6.23	PEHD	A4
S48	B48	4	4.8	19	4.23	PEHD	A4
S49	B49	4	5.5	22	4.90	PEHD	A4
S50	B50	4	5.3	21	4.67	PEHD	A4



S51	B51	4	7.5	30	6.68	PEHD	A4
S52	B52	4	4.8	19	4.23	PEHD	A4
S53	B53	4	5.5	22	4.90	PEHD	A4
S54	B54	4	4.8	19	4.23	PEHD	A4
S55	B55	4	3.8	15	3.34	PEHD	A4
S56	B56	4	5.8	23	5.12	PEHD	A4
S57	B57	4	6.3	25	5.56	PEHD	A4
S58	B58	4	5.5	22	4.90	PEHD	A4
S59	B59	4	7.5	30	6.68	PEHD	A4
S60	B60	4	6.0	24	5.34	PEHD	A4
S61	B61	4	7.5	30	6.68	PEHD	A4

### VII.7.Choix de tracé

Pour le choix du tracé de la conduite de distribution (Res N1) il sera tenu compte de certain impératif que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;
- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible.
- Eviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression.
- Eviter les forêts, bois et zones marécageuses.
- Eviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...).

La méthode classiquement mise en oeuvre comprend trois phases successives :

#### VII.7.1. 1ere phase : tracé par proximité

Nous recherchons tout d'abord le tracé de longueur minimum ayant pour sommets les seules bornes du réseau.

#### VII.7.2. 2ème phase : Tracé à 120°

En créant de nouveaux sommets distincts des bornes, on peut améliorer le tracé précédent en diminuant sa longueur. Les sommets ont au maximum trois arêtes incidentes et les angles des arêtes incidentes sont égaux à 120°.

#### VII.7.3. 3ème phase : le tracé économique

Le tracé à 120° correspond au tracé de longueur minimum après création éventuelle de sommets intermédiaires distincts des bornes. Il est possible de raccourcir la longueur des conduites de diamètre important, quitte à augmenter celles de petit diamètre.

### **VII.8. Matériaux de construction des canalisations**

#### **VII.8.1. Choix du matériau des conduites**

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché local et leur production en Algérie) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.).

#### **VII.8.2. Les matériaux**

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC, le PEHD et Béton précontraint.

Nous utiliserons les conduites en PEHD (polychlorure de vinyle non plastifié) pour les conduites dont le diamètre est inférieur ou égal à 400 mm et inférieur à 10 Bars.

##### **VII.8.2.1 conduites 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, très chers et ne sont pas disponibles sur le marché.

##### **VII.8.2.2 Conduites en acier**

- Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport et la pose ;
- Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement) ;
- Leur inconvénient est la corrosion.

##### **VII.8.2.3 Conduites en PVC (Polyvinyle de chlorure)**

- Bonne résistance à la corrosion ;
- Disponible sur le marché ;
- Une pose de canalisation facile ;
- Leur inconvénient est le risque de rupture.

##### **VII.8.2.4 Avantages des canalisations en PEHD**

- Ils supportent des pressions élevées ;
- Une résistance aux contraintes (choc, écrasement, déplacement du terrain);

- Ils peuvent être adaptés à toutes les conditions de service;
- Ils offrent une bonne flexibilité ;
- Disponible sur le marché.

### VII.9.Optimisation des diamètres des canalisations du réseau collectif de distribution

Ayant déterminé les débits de pointe à transiter. On est amené à calculer les diamètres des canalisations satisfaisant aux conditions techniques et donnant le coût minimum. Pour ce faire, on doit disposer des données suivantes :

- Tracé du réseau, donc longueur de chaque tronçon.
- Débit à transiter pour chaque tronçon.
- Conditions aux limites aval, c à d côtes piézométriques minimum à assurer.
- Condition à la limite amont, côte piézométriques disponible à l'entrée du réseau.
- Vitesse minimum et maximum admises dans les tuyaux.

### VII.10. Dimensionnement des canalisations

Le dimensionnement optimal est une des problématiques auxquelles doit résoudre l'ingénieur. Dans un souci technico-économique, les dimensions des conduites doit répondre aux normes hydrauliques :

#### VII.10.1.Vitesse admissible

La vitesse admissible varie entre 0.5 m/s, comme vitesse inférieure, et 2.5 m/s comme vitesse maximum. Dans notre étude, on prend une vitesse dans la conduite égale à 1.25 m/s

#### VII.10.2.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

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q \times 0.001}{\pi \times V}} \times 1000 \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

- Q** : débit, exprimé en m<sup>3</sup>/s.
- D**: diamètre exprimé en mm
- V** : vitesse économique de l'ordre de 1.25 m/s

#### VII.10.3.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 :

$$h_{Pu} = \frac{L \times Q^M}{D^N} \times C \dots\dots\dots (V.3)$$

Avec :

$h_{Pu}$  : perte de charge unitaire en mm/ml

$Q$  : 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

$$J=L \times Q^M/D^N \dots\dots\dots (V.4)$$

**Tableau VII.5** : Les paramètres de perte de charge

(mm)	L	M	N
0,1	1,2	1,89	5,01
0,5	1,4	1,96	5,19
1	1,6	1,975	5,25

Pour une conduite en fonte ou en PEHD, nous avons la rugosité  $K=0,1$ mm, avec les paramètres suivants :  $L=1.2$ ,  $M=1.89$ ,  $N= 5.19$ .

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau **Tableau V.6**

Tableau VII.6: Calculs hydrauliques du réseau de distribution

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Surface (Ha)	débit Q(l/s)	débit Q(m <sup>3</sup> /S)	Diamètre calculé(m)	Diamètre Normalisé(m)	Vitesse réelle (m/s)	Perte de charge Totale(m/m)	Cote terrain aval Z(m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)	Pression (bars)
R-N01	1700	1.7	1530	1361.7	1.362	1075.4	1100	1.43	2.17	314.00	362.8	48.8	4.9
N01-N02	1600	1.6	250	222.5	0.223	434.7	900	0.35	0.18	317.00	362.6	45.6	4.6
N02-B01	240	0.24	25	22.25	0.022	137.5	315	0.29	0.07	317	362.8	45.8	4.6
N02-B02	230	0.23	25	22.25	0.022	137.5	315	0.29	0.06	317	362.6	45.6	4.6
N02-N03	440	0.44	200	178	0.178	388.8	800	0.35	0.06	312	362.6	50.6	5.1
N03-B03	220	0.22	25	22.25	0.022	137.5	315	0.29	0.06	312	362.5	50.5	5.1
N03-B04	230	0.23	25	22.25	0.022	137.5	315	0.29	0.06	312	362.5	50.5	5.1
N03-N04	820	0.820	150	133.5	0.134	336.7	700	0.35	0.13	309	362.5	53.5	5.3
N04-B05	210	0.21	25	22.25	0.022	137.5	315	0.29	0.06	309	362.4	53.4	5.3
N04-N05	540	0.54	125	111.25	0.111	307.4	700	0.29	0.06	308	362.4	54.4	5.4
N05-B06	230	0.23	25	22.25	0.022	137.5	315	0.29	0.06	308	362.3	54.3	5.4

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

N05- N06	540	0.54	100	89	0.089	274.9	400	0.71	0.63	306	361.7	55.7	5.6
N06- B07	185	0.185	25	22.25	0.022	137.5	315	0.29	0.05	306	361.7	55.7	5.6
N06- B08	285	0.285	25	22.25	0.022	137.5	315	0.29	0.08	306	361.6	55.6	5.6
N05- N07	440	0.44	50	44.5	0.045	194.4	400	0.35	0.14	304	362.3	58.3	5.8
N07- B09	210	0.21	25	22.25	0.022	137.5	315	0.29	0.06	304	362.2	58.2	5.8
N07- B10	200	0.2	25	22.25	0.022	137.5	315	0.29	0.06	304	362.2	58.2	5.8
N01- N08	200	0.2	1280	1139. 2	1.139	983.6	1000	1.45	0.29	316	362.3	46.3	4.6
N08- N09	123	0.123	75	66.75	0.067	238.1	315	0.86	0.28	315	362.1	47.1	4.7
N09- B11	240	0.24	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.66	315	361.4	46.4	4.6
N09- B12	74	0.074	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.20	315	361.9	46.9	4.7
N09- B13	523	0.523	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	1.44	313	360.6	47.6	4.8
N08- N10	1000	1	1205	1072. 45	1.072	954.4	1000	1.37	1.31	309	361.0	52.0	5.2
N10- CN1	420	0.42	205	182.4 5	0.182	393.6	400	1.45	1.91	308	359.1	51.1	5.1
N10- CN2	450	0.45	150	133.5	0.134	336.7	400	1.06	1.13	307	358.0	51.0	5.1
N10- CN3	430	0.43	100	89	0.089	274.9	315	1.14	1.67	306	356.3	50.3	5.0

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

N10- CN4	470	0.47	75	66.75	0.067	238.1	315	0.86	1.06	305	355.3	50.3	5.0
CN1- C1	232	0.232	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.64	308	358.5	50.5	5.0
CN1- C2	132	0.132	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.36	308	358.8	50.8	5.1
CN2- C3	200	0.2	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.55	307	357.4	50.4	5.0
CN2- C4	255	0.255	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.70	307	357.3	50.3	5.0
CN3- C5	187	0.187	30	26.7	0.027	150.6	200	0.85	0.73	306	355.6	49.6	5.0
CN4- C6	200	0.2	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.55	305	354.7	49.7	5.0
CN4- C7	210	0.21	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.58	305	354.7	49.7	5.0
CN4- C8	513	0.513	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	1.41	303	353.9	50.9	5.1
N10- N11	820	0.82	1000	890	0.890	869.4	900	1.40	1.28	306	359.8	53.8	5.4
N11- AN0	144	0.144	550	489.5	0.490	644.8	800	0.97	0.13	305	359.6	54.6	5.5
AN0- A01	122	0.122	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.03	305	358.6	53.6	5.4
AN0- A02	186	0.186	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.56	305	358.1	53.1	5.3
AN0- AN1	254	0.254	500	445	0.445	614.8	800	0.89	0.19	304	359.4	55.4	5.5
AN1- AN2	165	0.165	150	133.5	0.134	336.7	400	1.06	0.42	304	359.0	55.0	5.5

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

AN2-A03	146	0.146	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.23	303	357.8	54.8	5.5
AN2-A04	168	0.168	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.41	303	357.6	54.6	5.5
AN2-AN3	264	0.264	100	89	0.089	274.9	315	1.14	1.02	302	358.0	56.0	5.6
AN3-A5	215	0.215	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.81	303	356.2	53.2	5.3
AN3-A6	192	0.192	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.61	303	356.4	53.4	5.3
AN3-AN4	260	0.26	50	44.5	0.045	194.4	315	0.57	0.27	302	357.0	55.0	5.5
AN4-A7	116	0.116	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	0.97	302	356.0	54.0	5.4
AN4-A8	218	0.218	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.83	302	355.2	53.2	5.3
AN1-AF1	1000	1	175	155.7 5	0.156	363.7	400	1.24	3.37	299	356.1	57.1	5.7
AF1-AF2	192	0.192	50	44.5	0.045	194.4	200	1.42	1.96	299	354.1	55.1	5.5
AF1-AF3	200	0.2	125	111.2 5	0.111	307.4	315	1.43	1.18	298	354.9	56.9	5.7
AF1-AF4	213	0.213	75	66.75	0.067	238.1	315	0.86	0.48	298	354.4	56.4	5.6
AF2-FB7	180	0.18	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.51	299	352.6	53.6	5.4
AF2-FB8	150	0.15	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.26	299	352.8	53.8	5.4
AF3-FB1	156	0.156	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.31	298	353.6	55.6	5.6



## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

AF3- FB2	135	0.135	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.13	297	353.7	56.7	5.7
AF4- FB3	215	0.215	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.81	296	352.6	56.6	5.7
AF4- FB4	251	0.251	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	2.11	295	352.3	57.3	5.7
AF4- FB6	187	0.187	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.57	295	354.4	59.4	5.9
N11- N12	3300	3.3	200	178	0.178	388.8	400	1.42	14.33	294	345.43	51.4	5.1
AF1- H1	265	0.265	175	155.7 5	0.156	363.7	400	1.24	0.89	290	355.2	65.2	6.5
H1- H2	241	0.241	50	44.5	0.045	194.4	200	1.42	2.45	291	352.7	61.7	6.2
H1- H3	231	0.231	125	111.2 5	0.111	307.4	315	1.43	1.37	289	353.8	64.8	6.5
H1- H4	202	0.202	75	66.75	0.067	238.1	315	0.86	0.45	287	353.3	66.3	6.6
H2- HB1	154	0.154	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.29	291	351.4	60.4	6.0
H2- HB2	147	0.147	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.24	291	351.5	60.5	6.0
H3- HB3	124	0.124	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.04	289	352.8	63.8	6.4
H3- HB4	125	0.125	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.05	289	352.7	63.7	6.4
H4- HB5	124	0.124	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.04	287	352.8	65.8	6.6
H4- HB6	125	0.125	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.05	287	352.3	65.3	6.5

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

H4-HB7	125	0.125	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.05	287	352.3	65.3	6.5
N12-N13	348	0.348	150	133.5	0.134	336.7	400	1.06	0.88	289	344.55	55.5	5.6
N12-N14	452	0.452	100	89	0.089	274.9	315	1.14	1.75	288	342.80	54.8	5.5
N12-N15	478	0.478	50	44.5	0.045	194.4	315	0.57	0.50	287	342.30	55.3	5.5
N12-FB1	154	0.154	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.29	289	344.13	55.1	5.5
N12-FB2	226	0.226	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.90	289	342.23	53.2	5.3
N13-FB3	235	0.235	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	1.98	289	342.16	53.2	5.3
N13-FB4	256	0.256	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	2.15	289	342.40	53.4	5.3
N14-FB5	284	0.284	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	2.39	289	342.16	53.2	5.3
N14-FB6	256	0.256	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	2.15	288	340.65	52.6	5.3
N15-FB7	254	0.254	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	2.13	288	340.16	52.2	5.2
N15-FB8	256	0.256	25	22.25	0.022	137.5	160	1.11	2.15	288	340.15	52.1	5.2
N11-MF1	454	0.454	250	222.5	0.223	434.7	500	1.13	0.98	298	358.8	60.8	6.1
MF1-MF2	515	0.515	200	178	0.178	388.8	400	1.42	2.24	292	356.5	64.5	6.5
MF2-MF3	578	0.578	150	133.5	0.134	336.7	400	1.06	1.46	285	355.1	70.1	7.0

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

MF3- MF4	845	0.845	100	89	0.089	274.9	315	1.14	3.28	281	351.8	70.8	7.1
MF4- MF5	876	0.876	50	44.5	0.045	194.4	200	1.42	8.92	273	342.9	69.9	7.0
MF1- BMF1	124	0.124	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.34	292	342.5	50.5	5.1
MF1- BMF2	125	0.125	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.34	292	342.2	50.2	5.0
MF2- BMF3	214	0.214	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.59	285	341.6	56.6	5.7
MF2- BMF4	325	0.325	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.89	285	340.7	55.7	5.6
MF3- BMF5	123	0.123	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.34	286	340.4	54.4	5.4
MF3- BMF6	120	0.12	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.33	287	340.0	53.0	5.3
MF4- BMF7	124	0.124	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.34	288	339.7	51.7	5.2
MF4- BMF8	123	0.123	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.34	287	339.4	52.4	5.2
MF5- BMF9	124	0.124	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.34	286	339.0	53.0	5.3
MF5- BMF1 0	124	0.124	25	22.25	0.022	137.5	200	0.71	0.34	285	338.7	53.7	5.4

### **VII.13.Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons abordé les variantes d'aménagement du plan de bornage et détaillé les structures régissant la conception et la gestion de ce réseau ainsi que le calcul hydraulique des canalisations.

Dans le cadre de la réalisation du projet, le périmètre est découpé en 61 îlots d'irrigation, avec une superficie totale de 1530 ha et une taille moyenne de 25 ha.

Dans notre étude, Nous utiliserons les conduites en PEHD et conduites en béton.

# **Chapitre IX : DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU GOUTTE A GOUTTE**

# CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU GOUTTE A GOUTTE

---

## Chapitre IX : DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU GOUTTE A GOUTTE

### IX.1 Introduction

L'irrigation localisée ou irrigation par le goutte à goutte peut être considérée comme une solution pratique aux problèmes de la sécheresse au même titre que les méthodes traditionnelles de l'irrigation de surface et de l'irrigation par aspersion. Elle permet une très grande efficacité de l'irrigation. Dans ce chapitre on va dimensionner une partie de notre station par la goutte à goutte dont le but principal est d'économiser le maximum d'eau.

### IX.2.Définition

Le système d'irrigation goutte à goutte est un système qui permet une très grande efficacité de l'irrigation. Des perforations dans des tuyaux longeant les lignes de culture distribuent l'eau aux plantes de manière localisée et à très faible débit, évitant ainsi un maximum de déperdition.

Très économe en eau et en main d'œuvre, il demande par contre une très grande technicité de ces utilisateurs. Les rendements peuvent être très élevés, mais l'investissement est très important.

### IX.3 Composition d'une installation goutte à goutte

#### IX.3.1 Point de fourniture d'eau

Une crépine filtrante peut être nécessaire si la ressource en eau, constituée par un petit barrage (lac collinaire) ou un cours d'eau, contient de la matière organique ou des particules en suspension, mais non si elle est relativement propre (Veschambre & Vaysse, 1980).

#### IX.3.2 Composition L'unité de tête

Cette unité est reliée au point de fourniture d'eau elle permet de réguler la pression et le débit, de filtrer l'eau et d'y introduire des éléments fertilisants. Parfois, des régulateurs de pression et des filtres secondaires sont placés en tête des porte-rampes ou même des rampes.

Pour introduire des éléments fertilisants, on utilise le plus souvent un réservoir que l'on remplit d'engrais solubles, azote en particulier : c'est un petit récipient sous pression avec une entrée et une sortie.

# CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU GOUTTE A GOUTTE

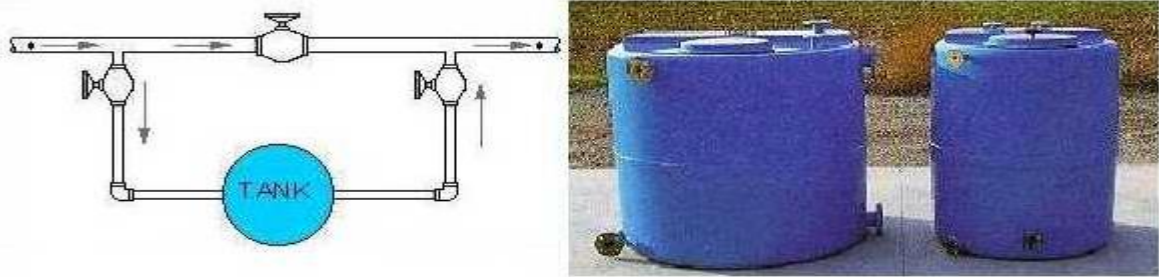


Figure IX.1: Dilueur d'engrais

Les éléments fertilisants. L'installation comprend :

## IX.3.2.1 Unité de filtration

Elle constitue la partie essentielle de toute installation goutte à goutte. On distingue plusieurs sortes de filtres.

### IX.3.2.2. Filtre à tamis

Il est constitué d'une toile fine ou des lamelles faiblement écartées.

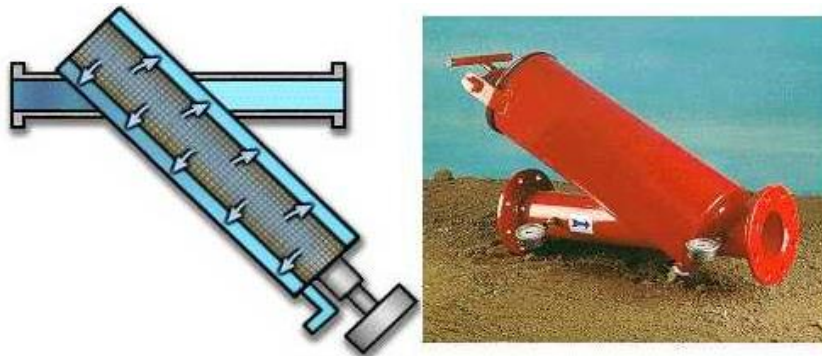


Figure IX.2 : Filtre à tamis

### IX.3.2.3. Filtre à sable

Constitué d'un certain nombre de couche de matériaux, de granulométrie bien définie et régulière.

### IX.3.2.4 .Filtre à gravier

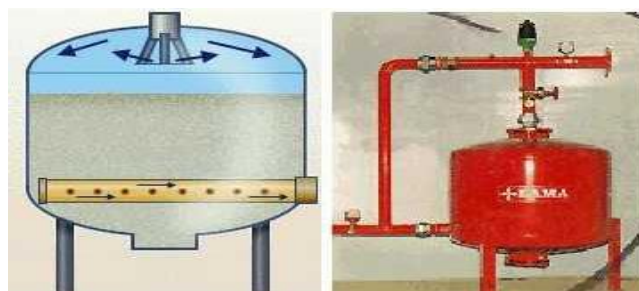


Figure VII.3: Filtre à gravier

## CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU GOUTTE A GOUTTE

---

### IX.3.2 5. Injecteur d'engrais

Il comporte une vanne montée entre l'entrée et la sortie d'arroseur qui permet de dévier une partie de la pression du réseau dans la cuve et d'agir sur la solution fertilisante.

Ainsi, la solution est aspirée par la crépine située dans la cuve.

### IX.3.3 La conduite principale

C'est la conduite qui relie au point de fourniture d'eau les divers porte-rampes. Elle peut être en amiante ciment, en PVC rigide ou en acier galvanisé comme en irrigation par aspersion. Pour les petites installations, du polyéthylène haute densité peut également être utilisé.

### IX.3.4 Le porte-rampes

C'est la conduite qui alimente les rampes d'un seul côté ou des deux côtés. Ils peuvent être soit en polyéthylène moyenne densité (PE), soit en chlorure de polyvinyle rigide (PVC).

### IX.3.5 Les rampe

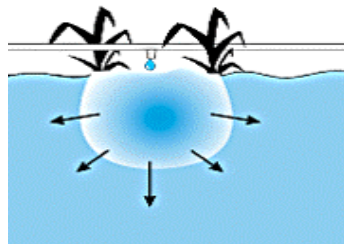
Ce sont les conduites qui généralement en PEBD (polyéthylène basse densité), et sont équipés de distributeurs. Les distributeurs y sont fixés avec un espacement prédéterminé.

### IX.3.6 Les distributeurs

Les distributeurs constituent la partie essentielle de l'installation. C'est à partir d'eux que l'eau sort, à la pression atmosphérique, en débits faibles et réguliers (quelques l/h). Il existe de nombreux types différents, des ajutages ou des mini diffuseurs dont le débit est un peu plus important (quelques dizaines de l/h).

La classification des goutteurs peut se faire selon :

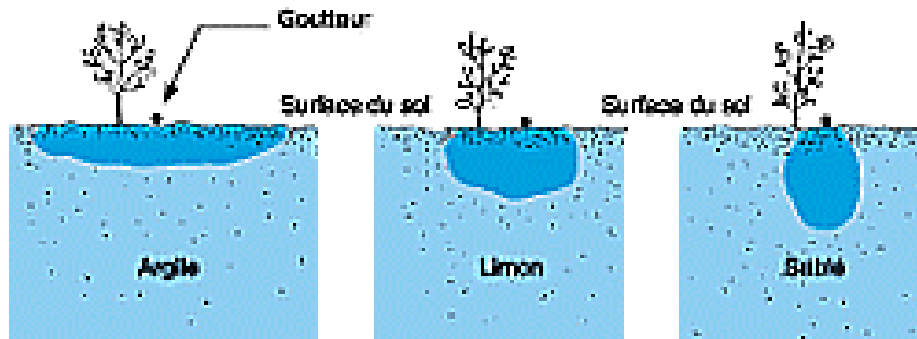
- Des critères hydrauliques.
- La façon dont le goutteur est fixée sur la rampe.
- Le nombre de sorties dont est muni le goutteur



**Figure IX.4 :** Forme du mouillage du sol sous un goutteur placé entre 2 rangs peu espacés



## CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU GOUTTE A GOUTTE



**Figure IX. 5 :** Schémas de la diffusion de l'humidité dans des sols argileux, limoneux et sableux irrigués au goutte – à – goutte.

### IX.3.6.1 Différents types de distributeurs :

- Goutteurs : les plus utilisés ont des débits de 2 l/h pour les cultures maraîchères et de 4 l/h pour les cultures pérennes. Ils sont placés en dérivation, en ligne ou intégrés dans les rampes.
- Gaines : destinée aux cultures maraîchères, peut être utilisée pour les vergers ; elles assurent conjointement un rôle de transport et de distributeur.
- Tubes poreux : la paroi à structure poreuse laisse passer l'eau, ils sont généralement enterrés.
- Mini diffuseurs: ils sont toujours placés en dérivation, fixés directement sur la rampe, fonctionnent comme de petits asperseurs statiques ne couvrant qu'une partie de la surface du sol au voisinage des cultures.

## CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU GOUTTE A GOUTTE

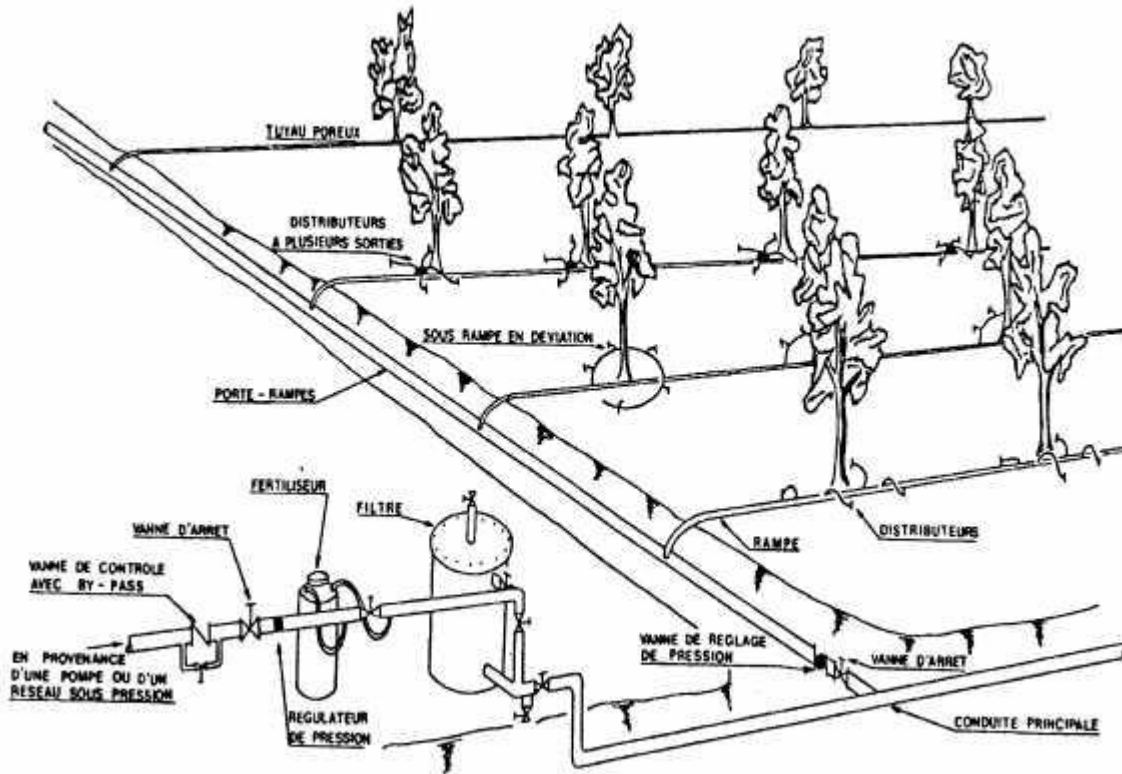


Figure IX.6 : Schéma type d'un réseau d'irrigation en goutte à goutte

### IX.4. Dimensionnement hydraulique d'un réseau goutte à goutte

#### IX.4.1. Données générales

Le dimensionnement du réseau d'irrigation localisée nécessite la connaissance de données de base comme la surface de la parcelle, les besoins journaliers et le temps maximum journalier de travail.

Le réseau d'irrigation sera installé sur l'ilot 58 alimenté par la borne **BMF7** et dont les pressions calculées sont de l'ordre de 3 bars, ce qui est largement suffisant. La surface de l'exploitation est de 4.1 hectares,

**Culture** : Olivier

- Espacement entre arbres : 4 m
- Espacements entre rangs : 4 m
- Besoins de pointe 158.68mm

## CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU GOUTTE A GOUTTE

---

### Caractéristique du goutteur

- Débit nominal : 4l/h
- Pression nominal : 10 m.c.e
- Espacement des goutteurs : 1 m
- Le nombre de goutteurs par arbre : 2

### IX.5. Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée

#### ➤ Pour l'Olivier :

D'après la quantification des besoins, le mois de pointe pour la culture de l'olivier est le mois de juillet B=158.68mm.

#### IX.5.1.les besoins journaliers

En eau d'irrigation localisée pour le Olivier sont calculés par les formules suivantes :  
 $B_j$  = Besoin du mois de pointe (mm).

$$B_j = \frac{\text{besoin du mois de pointe}}{\text{Nombre de jours}}$$

$$B_j = \frac{158.68}{31} = 5.12 \text{ mm/j}$$

#### IX.5.2.Besoin journalier en tenant compte de la réduction $K_r$

En micro-irrigation, les apports d'eau étant localisés sur une portion très faible de la surface du sol située au voisinage des plantes, donc à l'ombre du feuillage, la part d'évaporation directe à partir du sol est réduite :

On applique alors à L'ETM un coefficient de réduction :  $K_r$

$K_r$  dépend du taux de couverture du sol ( $C_s = 60\%$ ) par les plantes adultes et peut être calculé par diverses formules proposées ci-après :

- KELLER et KARMELI (1974) :

$$K_r = \frac{C_s}{0.85}$$

- La formule de Freeman et Garzoli :

$$K_r = C_s + 0.5(1 - C_s)$$

## CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU GOUTTE A GOUTTE

---

- La formule de Decroix (CTGREF) :

$$Kr = 0.1 + Cs$$

Pour notre cas, on considère un taux de couverture égale à 60% (pour les arbres adultes) donc :

Kr = 0.71 selon Keller et Karmeli

Kr = 0.80 selon Freeman et Garzoli

Kr = 0.70 selon Decroix (CTGREF)

$$Kr = Cs + 0,5 (1 - Cs), \text{ (Freeman et Garzoli)}$$

Cs : Couverture du sol ; pour le l'abricotier : Cs = 60 %

$$Kr = 0,6 + 0,5 (1 - 0,6) = 0,8$$

D'où :

$$B_{JL} = B_J * Kr \quad ; \quad B_{JL} = 0.8 * 5.12 = 4.096 m/j$$

### IX.5.3. La dose d'irrigation nette pratique

Le besoin d'irrigation, Bnet, est le volume d'eau d'irrigation théoriquement nécessaire pour obtenir une production normale sur l'ensemble de la surface cultivée.

$$Dp = (Hcc - Hpf) . Da . Y . Z . P\% = RFU * P\%$$

Tel que : Hcc : humidité a la capacité au champ (Hcc=27%)

Hpf : humidité au point de flétrissement (Hpf=13%)

Y : degré d'extraction de l'eau du sol (Y=2/3)

Z : profondeur d'enracinement en (Z= 1200 mm)

Da : est la densité apparente du sol (Da=1.4)

RFU= 15.52 mm

P : Pourcentage du sol humidifié

$$P\% = \frac{n . Spd . Sh}{Sa . Sr}$$

P : Volume du sol humidifié

N : Nombre de point de distribution par arbre (2 par arbre)

Spd : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre (2m)

Sh : Largeur de la bande humidifiée (1m)

Sr : Ecartement entre rangs d'arbre (4m)

Sa : espacement des arbres sur les rangs (4m)

## CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU GOUTTE A GOUTTE

---

✓ On obtient  $P = 25\%$

La dose nette corrigée

$$D_p = 158.6 * 0.25 = 39.65 \text{ mm}$$

### IX.5.4. Fréquence des arrosages

La fréquence d'arrosage est donnée par la formule suivante :

$$Fr = \frac{\text{Dose nette}}{B_{jl}} = \frac{39.65}{5.12} = 7.75 \text{ jour}$$

Donc on prend  $Fr = 8$  jours.

Après détermination de la fréquence d'arrosage, on recalcule :

- **La dose réelle :**

$$D_r = Fr * B_{jl} = 8 * 5.12 = 40.96 \text{ mm}$$

- **La dose brute :**

$$D_{brute} = \frac{D_r}{C_u * eff} = \frac{40.96}{0.9 * 0.9} = 50.57 \text{ mm}$$

$C_u$  : coefficient d'uniformité  $C_u = 90\%$

$Eff$  : efficacité du réseau d'irrigation  $E_{fr} = 90\%$

### IX.5.5. Durée d'arrosage par mois :

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{D_n * S_a * S_r}{n * qg} \\ &= \frac{50.57 * 4 * 4}{4 * 2} = 101.14 \text{ heures/mois} \end{aligned}$$

### IX.5.6. Durée d'arrosage journalier :

$$\begin{aligned} D_j &= \frac{\text{durée d'arrosage}}{Fr} \\ &= \frac{101.14}{8} = 13 \text{ heures/jour} \end{aligned}$$

### IX.5.7. Nombre de poste :

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{\text{Temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}}$$

## CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU GOUTTE A GOUTTE

---

$$= \frac{22}{13} = 2 \text{ postes}$$

### IX.5.8. Surface de la parcelle

$$S_p = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}}$$
$$= \frac{4.2}{2} = 2.1 \text{ ha}$$

### IX.6. Calculs hydrauliques

#### IX.6.1. Condition hydraulique

La variation maximale du débit entre goutteur ne doit pas dépasser 10% selon la règle de Christiansen :

$$\frac{\Delta q}{q} = 10\%$$

La variation maximale de la pression

$q = K.H^x$  avec  $x=0.5$  (caractéristique du goutteur)

$$\frac{\Delta q}{q(g)} = \frac{\Delta H}{H(n)}$$

Telle que :  $q(g)$  : débit nominal du goutteur

$H(n)$  pression nominal

$$0.1 = 0.5 \frac{\Delta H(\text{max.})}{10}$$

$$\Delta H(\text{max.}) = 1/0.5 = 2 \text{ mce.}$$

**Le débit :**

$$Q_r = Q_g * N_r$$

$$Q_{pr} = Q_r * N_r$$

Avec:

$Q_r$  : Débit de rampe

$Q_g$ : Débit des goutteur

## CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU GOUTTE A GOUTTE

---

Ng/r : Nombre des goutteurs par rampe

Nr : Nombre des rampes

Qpr: Débit de porte ramp

Avec :

La longueur de la rampe (Lr) : 250m

La longueur de la porte rampe (Lpr): 168 m

La longueur de la conduite secondaire (Ls) : 5 m

### IX.6.1.1.Le nombre d'arbres par rampe

$$N \text{ arbres} = Lr/Er=250/4 =63 \text{ arbres}$$

### IX.6.1.2.Nombre de goutteurs par rampe

$$Ng=Narbres*n =63*2= \mathbf{126 \text{ goutteurs}}$$

### IX.6.1.3.Le nombre de rampes

$$Nr=Lpr/Er= 168/4=42 \text{ rampes}$$

### IX.6.2.Débit de la rampe

$$Qr=Ng*Qg$$

$$Qr= 126*4 = 504 \text{ l/h}$$

### IX.6.3.Débit de la porte rampe

$$Qpr=Q r*Nr= 504*42=15168 \text{ l/h}$$

### IX.6.4.Débit de la conduite secondaire

Etant donné que nous avons 2 porte rampe :

$$Qcs1=Qpr*Npr = 15168*2 = 302336 \text{ l/h}$$

### IX.6.5.Dimensionnement des différentes parties du réseau

pour le calcul des dimensions des canalisations (rampe et porte rampe), on propose que les rampes soient en PEBD ou PEHD.

le diamètre de rampes ainsi que des porte rampes est calculé d'après les formule suivante :

$$\Phi r(cal) = \left[ \frac{P.d.c(r)*2.75}{0.478*Q(r)^{1.75} L(r)} \right]^{-\frac{1}{4.75}}$$

## CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU GOUTTE A GOUTTE

$$\varnothing_{pr(cal)} = \left[ \frac{P.d.c(pr) * 2.75}{0.478 * Q(pr)^{1.75} L(pr)} \right]^{-\frac{1}{4.75}}$$

Avec :

- Pdc(r) : la perte de charge dans la rampe
- Q(r) : le débit de la rampe en l/h
- L(r) : la longueur de la rampe en m
- $\varnothing_{r(cal)}$  : le diamètre de rampes
- $\varnothing_{pr(cal)}$  : le diamètre de porte rampe

### IX.6.5.1 Vérification des pertes de charges

Pour la détermination des pertes de charges des différents tronçons de la canalisation après choix du diamètre, on applique la formule de « Tison ».

La perte de charge unitaire

$$i = \frac{0.478}{2.75} \cdot D^{-4.75} \cdot Q^{1.75}$$

La perte de charge le long de la conduite en (m)

$$h = \frac{L}{2.75} \cdot i$$

Ou : L : la longueur de la conduite ;

Q : débit (l/h) ;

D : diamètre intérieur de la canalisation ;

### IX.6.6 Calculs hydrauliques de la rampe

**Tableau IX.1** : Caractéristique de la conduite de le rampe

culture	Surface ha	Lr(m)	Ng	Qr (l/h)	hr(m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse m/s	hcal(m)
Olivier	4.2	250	126	504	1.58	13.93	16	0.77	0.35

### IX.6.7 Calculs hydrauliques de la porte rampe

**Tableau IX.2** : Caractéristiques de la conduite de le porte rampe

culture	Surface ha	Lpr(m)	Nr	Qpr (l/h)	hpr(m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse (m/s)	hcal(m)
Olivier	4.2	168	42	1168	0.66	49.1	50	0.86	0.29



## CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU GOUTTE A GOUTTE

La valeur de la perte de charges calculée est inférieure à 0.6 mce (hpr max).

D'après les deux tableaux précédents, on voit que les pertes de charges totales n'ont pas dépassé la limite imposée par la règle de Christiansen.

### IX .6.8 Calcul des diamètres de la conduite secondaire

La conduite secondaire alimente les deux parcelles d'oliviers ayant des surfaces respectivement de 1.17 et 1.18 ha. Les deux parcelles sont relativement homogènes en exploitations. Pour calculer le diamètre on doit fixer la Vitesse d'écoulement (valeur optimale) d'environ 1.05 m/s tel que :

$$D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi V}} \text{ avec : } Q : \text{débit de la conduite considérée (m}^3\text{/s);}$$
$$V : \text{Vitesse d'écoulement (m/s).}$$

### IX 6.9.Calcul de caractéristique de conduites secondaires (01)

Tableau IX.3 : Caractéristique de la conduite secondaire (01)

culture	L(m)	Q (l/h)	V supposée (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)	hcal (m)
Olivier	5	2336	1.29	39.94	40	0.42	0.42

### IX.6.10.Calcul de caractéristique de conduites secondaires (02)

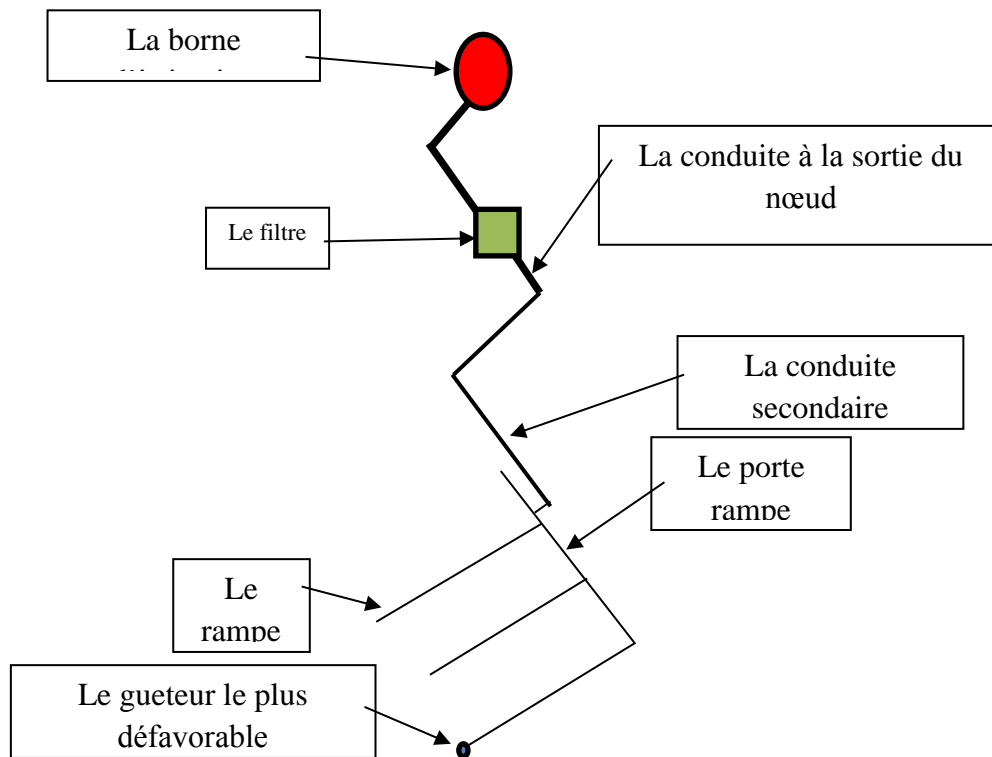
Tableau IX.4 : Caractéristique de la conduite secondaire

culture	L(m)	Q (l/h)	V supposée (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)	hcal (m)
Olivier	5	12288	1.3	38.6	40	0.42	0.42

### IX.6.11 .La pression d'eau à la borne de distribution

La pression d'eau que doit fournir la borne de distribution a 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).

## CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU GOUTTE A GOUTTE



**Figure IX.8** : Schéma explicatif de la desserte borne-goutteur

### IX.6.12 Les pertes de charge de la borne jusqu'au goutteur le plus défavorable

**Tableau IX.5**: résumer des caractéristique de la conduite secondaire (Q,D , l , ΔH)

	La rampe	Porte rampe	Conduite secondaire
Longueur(m)	250	168	5
Diamètre(m)	16	32	40
Débit (l/h)	504	15168	12336
Pertes de charge(m)	0.35	0.29	0.42

A partir du tableau on peut déterminer la perte de charge totale entre la borne d'irrigation jusqu'à le goutteur le plus défavorable ; Donc la pression demandée à la borne égale a la pression nominale plus la somme des pertes de charges.

$$\Delta h = 10 + 0.35 + 0.29 + 0.42 = 11.76 \text{m}$$

# CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU GOUTTE A GOUTTE

---

## IX.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons étudié le dimensionnement d'un réseau goutte à goutte. Ayant dimensionné tous les organes du réseau localisé projeté sur la parcelle choisie, nous avons effectué une vérification de la pression à la sortie de la borne, afin d'assurer la pression nominale de 10 mce dans le goutteur le plus éloigné et cela pour assurer le bon fonctionnement des goutteurs .

# **Chapitre X : Calcul technico-économique**

### Chapitre X : Calcul technico-économique

#### **X.1 Introduction :**

L'estimation économique du projet est une étape importante, elle permettra de chiffrer le coût de l'aménagement de haute chlif, en fonction des différentes charges intervenant dans le projet.

Pour cela, nous présentons ci-après, les différentes charges, en fonction des prix de références, des coûts des investissements et d'exploitation.

#### **X.2 Les opérations des travaux de station de pompage :**

Le coût de la station de pompage est décomposé en deux ilots : l'un est lié au génie civil, l'autre, proportionnel aux volumes de décapage et d'excavation, pour une bonne exécution des opérations des travaux de station de pompage on se basant sur les taches de : décapage, l'excavation, béton de propreté et ordinaire, les demis poteaux, le remblai, la dalle, la plateforme et en fin la maçonnerie et finition générale.

#### **X.3 Travaux concernant l'adduction et le réseau de distribution :**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction et le réseau de distribution sont :

- **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.

- **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 20cm dans notre cas.

- **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.

- **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.

- **Remblayage des tranchées :**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

- **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.

- **Le volume de terrassement :**

- a. Largeur du fond de la tranchée :**

La largeur d'ouverture de la tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + (0.5-1.2)$$

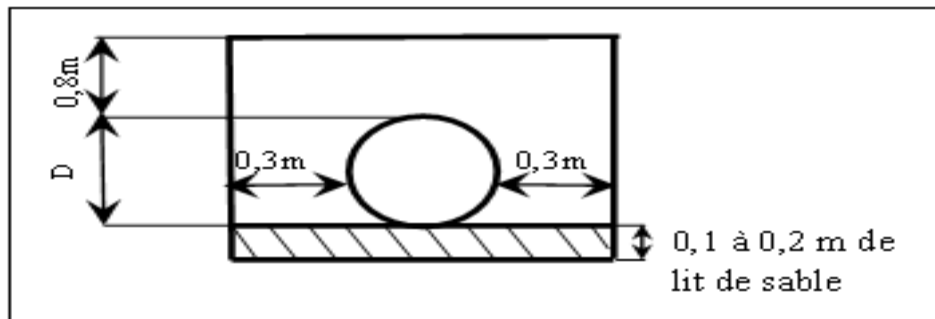
Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

- b. profondeur de la tranchée :**

La profondeur de la conduite permet la réalisation correcte des branchements particuliers, et d'empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.



**FigureX.1** : Schéma d'une tranchée

La profondeur de la conduite se calcule par la formule :  $H = e + d + h$  (m)

## Chapitre X : Calcul technico-économique

Avec :

H : profondeur de la tranchée (m)

e : hauteur du lit de pose (m)

d : diamètre de la conduite (m)

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite(m)

### **X.4 Calcul des volumes des travaux :**

L'estimation des volumes de déblai, remblai et volume de sable pour les conduite d'adduction gravitaire ,de refoulement et d'aspiration se résumant dans les tableaux suivant :

- **Calcul du volume de déblai :**

**Tableau X.1:** Calcul du volume de déblai

	Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largueur d'une tranchée (m)	Hauteur de la tranchée (m)	Volume de déblai (m <sup>3</sup> )
La conduite gravitaire, de réservoir vers la tête de secteur	1100	2148	1.7	2	7303
La conduite de refoulement de station de pompage vers le réservoir	400	600	0.9	1.5	810
La conduite d'aspiration de barrage vers la station de pompage	500	15533	1.1	1.4	23921

- **Calcul du volume de sable :**

## Chapitre X : Calcul technico-économique

**Tableau X.2:** Calcul du volume de sable

	Hauteur (m)	Longueur(m)	Largeur(m)	Volume (m <sup>3</sup> )
La conduite gravitaire, de réservoir vers la tête de secteur	0.20	2148	1.7	7303.2
La conduite de refoulement de station de pompage vers le réservoir	0.20	600	0.90	108
La conduite d'aspiration de barrage vers la station de pompage	0.20	15533	1.10	3107

▪ **Calcul du volume de remblai :**

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai, c'est le volume qu'occupe 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 (m<sup>3</sup>)

$V_d$  : Volume du déblai (m<sup>3</sup>)

$V_s$  : Volume du sable

$V$  : 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 X.3:** Calcul du volume de remblai

	Diamètre (mm)	V(Déblai) (m <sup>3</sup> )	V(Conduite) (m <sup>3</sup> )	V(Sable) (m <sup>3</sup> )	V (Remblai) (m <sup>3</sup> )
la conduite gravitaire (Réservoir- Tête de secteur)	1100	7303	2599	429.6	4274.4
La conduite de refoulement	400	810	301.044	108	401



## Chapitre X : Calcul technico-économique

La conduite d'aspiration	500	23921	12193.5	3107	8620.6
--------------------------	-----	-------	---------	------	--------

### **X.5 Estimation de cout total de projet :**

#### **X.5.1 Estimation de cout de réservoir de stockage :**

Le coût totale du réservoir de stockage est calculé en fonction de sa capacité de rétention et est établie sur la base d'une étude d'évaluation des coûts de réalisation des réservoirs prévus dans les aménagements hydro-agricoles en Algérie.

**Tableau X.5:** Estimation de cout de réservoir de stockage

Désignation	Quantité
Capacité de stockage (m <sup>3</sup> )	3100
Cout d'investissement(DA)	16 698.742
Cout de fonctionnement(DA)	1 976.10
Cout totale de l'ouvrage (DA)	19674.842

#### **X.5.2 Estimation de cout de pose de canalisation de l'adduction :**

**Tableau X.4:** 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>	31305	200	6 261 000
Lit de sable	m <sup>3</sup>	3548	800	2 838 400
Remblaiement de la tranchée	m <sup>3</sup>	12934	150	1 940 100
Conduite Ø1100	m/l	2148	21 000	45 108 000
Conduite Ø500	m/l	15533	15 000	232 995 000

## Chapitre X : Calcul technico-économique

Conduite Ø 400	m/l	60	11000	660 000
			TOTAL (DA)	289 802 500
			TVA (19%)	55062475
			Montant TTC	<b>344 864 975</b>

### X.5.3 Estimation du cout de la station de pompage :

**Tableau X.6:** Estimation de cout de stations de pompage.

Désignation des travaux	Unités	Quantités	Prix unitaire	Montant (DA)
<b>Travaux de Terrassement</b>				
Décapage de terre	M <sup>3</sup>	48.75	250	12187.5
Déblai fouilles	M <sup>3</sup>	292.5	400	117000
Remblai compacté	M <sup>3</sup>	285.7	450	128565
<b>Béton de Propreté</b>				
B.P sous semelles	M <sup>3</sup>	3.45	12000	41 400
B.P sous ceinture	M <sup>3</sup>	1.139	12000	13 668
<b>Béton Armé</b>				
B.A semelles	M <sup>3</sup>	3.45	25000	86 250
B.A Demi-poteaux	M <sup>3</sup>	0.81	25000	20 250
B.A ceinture	M <sup>3</sup>	0.95	25000	23 750
B.A longrine	M <sup>3</sup>	1.22	25000	30 500
B.A poteaux	M <sup>3</sup>	5.4	25000	135 000
B.A poutrelles	M <sup>3</sup>	4.6	25000	115 000
B.A Chappe	M <sup>3</sup>	1.61	25000	40 250

## Chapitre X : Calcul technico-économique

Maçonnerie				
Briques	U	1050	20	21 000
<b>TOTAL</b>				784 821
TVA (19%)				149115.895
<b>Montant TTC</b>				<b>933 936</b>

### X.5.4 Estimation du cout du réseau de distribution :

L'estimation du cout total des conduites du réseau de distribution est présentée en Annexe IV, le tableau ci-dessous représente le montant total des vannes de réseau de distribution:

Depres etude diagnostic : 60% de conduites qui installés en va utiliser sur nouvelle réseaux

**Tableau X.7:**Factures pro-forma des pièces du réseau distribution

Pièces	Unité de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Vanne Ø315	MI	216	13000	2808000
Vanne Ø400	MI	328	12000	3936000
Vanne Ø 200	MI	30	5600	168000
Vanne Ø 500	MI	183	21000	3843000
Vanne Ø1100	MI	215	98000	21070000
Vanne Ø1000	MI	160	87000	13920000
Vanne Ø160	MI	263	2200	578600
Vanne Ø900	MI	122	63000	7686000
Vanne Ø800	MI	239	40000	9560000
Vanne Ø250	MI	277	4200	1163400
Vanne Ø700	MI	155	34000	5270000
<b>TOTAL</b>				<b>70003000</b>
TVA (19%)				13300570
<b>Montant TTC</b>				<b>83303570</b>

Donc le montant total de réseau de distribution est de **83303570 DA**.

### X.6 : Conclusion:

L'estimation du cout total du projet, englobe, en général, tous les prix des équipements Hydrauliques et hydromécaniques à utiliser ou à mettre en place, les frais de transport, la main-d'œuvre Directe et indirecte et toutes les dépenses liés au projet.

L'estimation du coût total du projet a donné un montant global **83 303 570 DA** (quatre-vingt-trois millions trois cent trois mille cinq cent soixante-dix dinar ). On remarque ce montant est un peu élevé.

## **Conclusion générale**

L'irrigation a toujours occupé une place prépondérante dans le tissu agricole, et social à l'Algérie. Cette irrigation connaît des sérieux problèmes, liés essentiellement à la rareté des ressources en eau, et à la détérioration des ouvrages hydrauliques agricoles. Pour ceci l'amélioration de l'irrigation est devenue une nécessité urgente, cette amélioration ne peut être réussie que par un schéma collectif et participatif des différents acteurs.

L'objectif principal de cette étude est le réaménagement hydro-agricole du périmètre d'irrigation du Haut Cheliff Rive droite (Secteur 1) situé dans la Wilaya d'Ain defla, d'une superficie de 1530 ha, et dont les caractéristiques physiques, pédologiques et des conditions socio-économiques sont propices à l'irrigation.

Après choix des cultures, nous avons estimé les besoins en eau totaux, et les besoins en eau de chaque ilot qui est une phase importante dans la réalisation d'un système d'adduction et d'irrigation. En deuxième lieu, nous avons projeté un réseau d'adduction à partir d'une nouvelle conduite autonome alimentée par le bassin de stockage, et un système de distribution vers les parcelles par une desserte gravitaire plus économique.

Enfin, pour le choix du système d'arrosage, deux systèmes d'irrigation différents à savoir l'aspersion et le goutte à goutte ont été étudiés.

L'introduction de ces deux systèmes, peut considérablement moderniser l'agriculture à travers une intensification des rendements des cultures.

Une fois que les conditions agronomiques et hydrauliques seront respectées, les agriculteurs observeront une hausse de leurs rendements habituels qui leur sera bénéfique et qui reflèteront les vraies potentialités du périmètre.

# ***Bibliographie***

[1] Benahacene Rachid Présenté 2015/2016. Mémoire de fin d'études, pour l'obtention du Diplôme de Magister En Sciences de la nature et environnement de la plaine Alluviale de Khemis Miliana.

[2] Kaouar Rachid Présenté 2012. Mémoire de fin d'études, d'aménagement hydro-agricole du périmètre d'el KHEMIS (rive gauche) W.Ain defla.

[3] Skendraoui Hocine 2017. De fin d'études, d'aménagement hydro-agricole du périmètre des ARRIBS (W.Bouira).

[4] Google Earth 2018 (carte détaillée de Khemis).

[5] ONID.2004 Etude diagnostic du réseau.

[6] Aber Mohamed 2003. Mémoire de fin d'études, équipement de la station de L'E.N.S.H en réseau d'irrigation.

ANNEXE 1

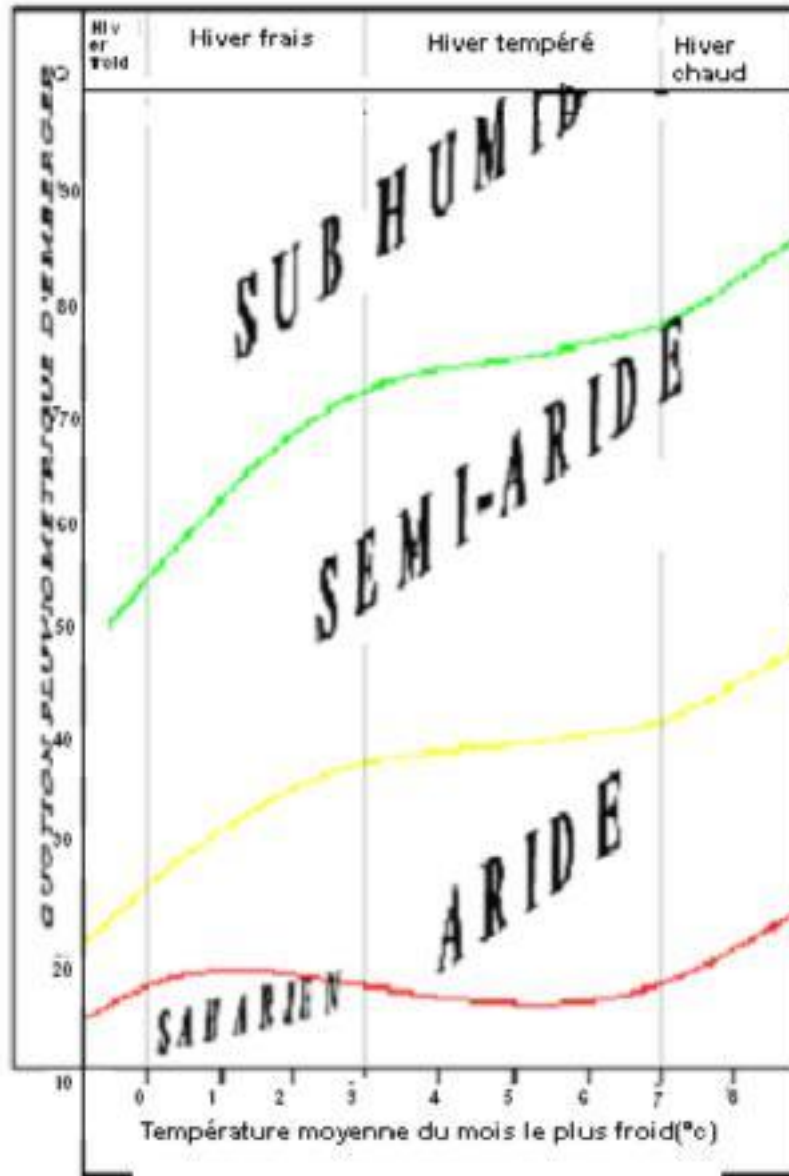
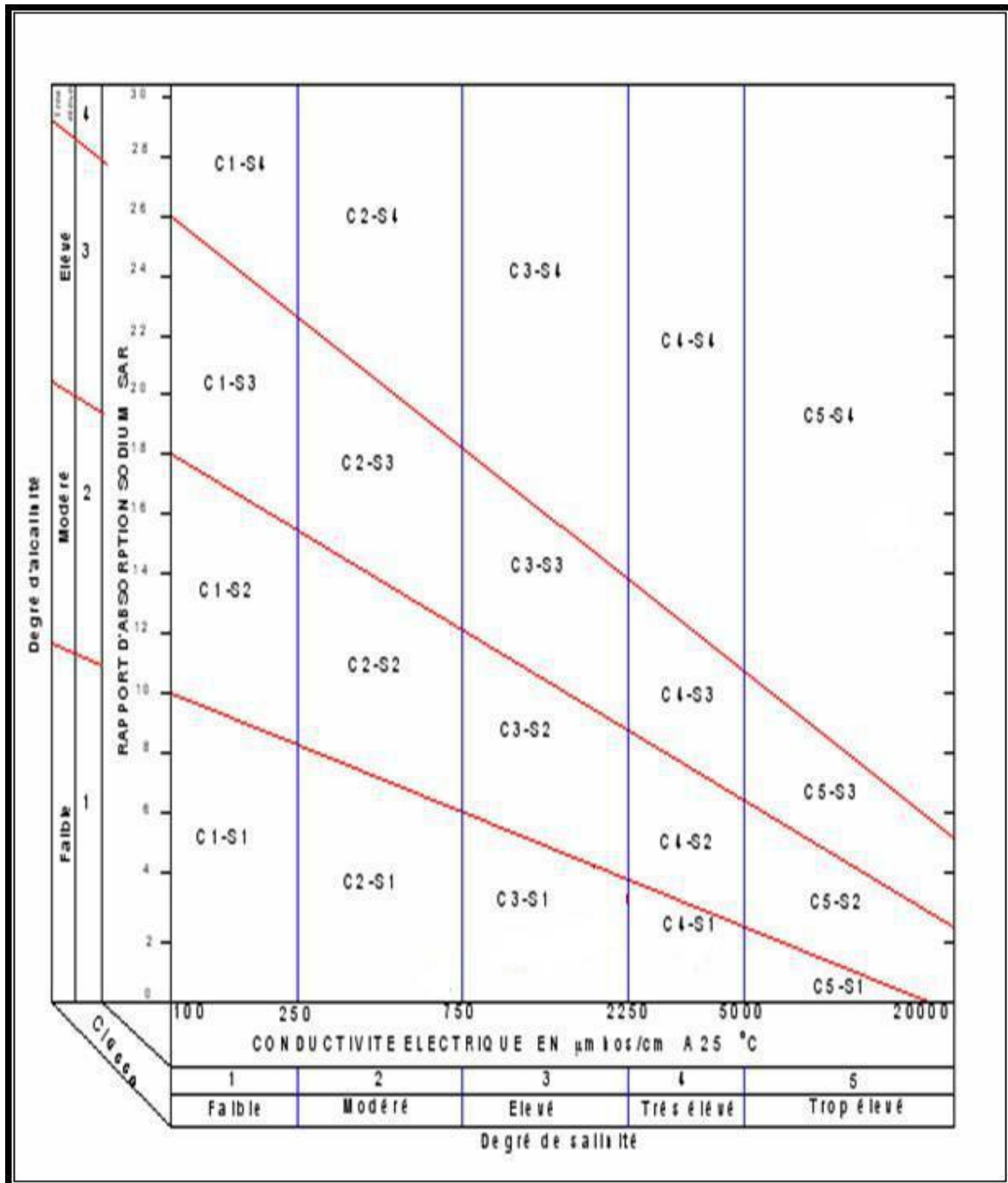


Diagramme bioclimatique d'Emberger

## ANNEXE 2



**Diagramme de classification des eaux d'irrigation**



### ANNEXE 3

Texture	Humidités pondérales en % du poids sec			Réserve utile volumétrique en mm/m
	à la rétention HCC	du flétrissement HPF	disponible HCC-HPF	
Sableuse	9 (6 à 12)*	4 (2 à 6)*	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)

Caractéristiques hydriques de quelques sols

### ANNEXE 4

Cultures	Z m
Tomates	1 - 1,2
Cultures maraîchères	0,3 - 0,6
Agrumes	1 - 1,2
Arbres fruitiers à feuilles caduques	1 - 2
Vigne	1 - 3

Valeurs minimales et maximales de Z pour diverses cultures

## ANNEXE 5

culture	Janv	Fevr	Mars	Avril	Mai	Juin	juillet	Août	Sept	Octo	Nov	Déc
Bersim	0.25									0.05	0.1	0.15
Mais grain				0.10	0.20	0.30	0.40	0.50				
vesce avoine	0.08	0.10	0.10						0.03	0.04	0.05	0.06
Orge / Blé	0.4	0.5	0.6	0.6	0.7						0.3	0.3
Sorgho					0.20	0.40	0.50	0.60				
Piment poivron						0.4	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
Petit pois	0.7	0.8	1.0	1.2								0.5
carotte									0.10	0.20	0.25	0.30
Oignon vert									0.3	0.4	0.5	0.6
Oignon sec	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.6						
Pomme de terre			0.1	0.25	0.35	0.40						
ail					0.10	0.20	0.30	0.35				
Navet									0.10	0.20	0.25	0.30
Choux									0.20	0.25	0.30	0.40
Melon				0.05	0.07	0.09	0.10	0.15	0.20			
laitue								0.10	0.20	0.25		
Haricot vert	0.10	0.15	0.20	0.25	0.3							
Figuier					0.85	1.15	1.25	1.25	1.2			

### Les profondeurs d'enracinements

## ANNEXE 6



Usine & Siège : Voie A Zone Industrielle BP 160 - 22000 Sidi Bel Abbès  
 Téléphone : 048 70 31 90  
 Télécopie : 048 70 35 58  
 Site Web : [www.groupe-chiali.com](http://www.groupe-chiali.com) e-mail : [info@groupe-chiali.com](mailto:info@groupe-chiali.com)

#### Tube PEHD eau

Code	Désignation Article	UM	Nouveau PV HT	Nouveau PV TTC
110020201	TUBE PEHD Ø 20 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	32,21	37,68
110020251	TUBE PEHD Ø 25 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	41,09	48,08
110020321	TUBE PEHD Ø 32 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	53,95	63,12
110020401	TUBE PEHD Ø 40 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	69,88	81,76
110060501	TUBE PEHD Ø 50 PN 06 EP 2.4 mm	ML	87,64	102,54
110060631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 06 EP. 2.5 mm	ML	131,72	154,11
110060751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 06 EP. 2.9 mm	ML	186,46	218,15
110060901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 06 EP. 3.5 mm	ML	257,19	300,91
110061101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 06 EP. 4.2 mm	ML	374,09	437,68
110061251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN 06 EP. 4.8 mm	ML	477,23	558,36
110061601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN 06 EP. 6.2 mm	ML	787,69	921,60
110062001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN 06 EP. 7.7 mm	ML	1 216,17	1 422,92
110062501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN 06 EP. 9.6 mm	ML	1 898,66	2 221,44
110063151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN6 EP. 12.1 mm	ML	2 951,91	3 453,73
110064001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN6 EP. 15.3 mm	ML	4 703,04	5 502,55
110065001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN6 EP. 19.1 mm	ML	7 241,55	8 472,62
110066301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN6 EP. 19.1 mm	ML	11 492,57	13 446,30

### Le cout du tubes en PEHD