

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'IRRIGATION ET DRAINAGE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME :

**Réaménagement hydro agricole du périmètre
Du Haut Cheliff (Rive gauche) irrigué à partir de
Barrage Deurdeur et Ghrib (W.Ain defla)**

Présenté par :

M^r : GACEB MERZAK

Devant les membres du jury

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r RASSOUL Abdelaziz	M.C.A	Président
M^{me} AZIEZ Ouahiba	M.A.A	Membre
M^r YAHIAOUI Samir	M.A.A	Membre
M^r KERRID Rachid	M.A.A	Membre
M^r KOLIAI Djaafar	Assistant	Promoteur

Sept 2018

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

A ma très chère mère

A mon cher père

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

A toute ma famille de l'ENSH

A mes frères et sœurs ;

A tous mes amis et spécialement mes amis et frères en ALLAH ;

A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, je leurs dédie ce modeste travail.

GACEB MERZAK

REMERCIEMENTS

Je remercie avant tout dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage, la santé, et m'a accordé son soutien durant les périodes les plus difficiles ;

A l'issu de ce projet de fin d'études, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toute personne qui m'a aidé de près au de loin tout au long de mes études.

Je remercie également mes parents, ma famille de m'avoir donné le courage tout le temps

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promoteur M^{RE} Koliai djaffar pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

Je tiens à remercier aussi :

- * Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
- * mon ami Laimeche abderrahmane qui ma beaucoup aidé dans mon MFE.*

ملخص

لقد عرفت بلادنا خلال السنوات الأخيرة نقصا في الموارد المائية بفعل الجفاف من جهة والاستغلال اللاعقلاني والتبذير من جهة أخرى، فهذه العوامل وغيرها تؤثر سلبا على قطاع الزراعة.

لذا ارتأينا من خلال مشروعنا للتخرج، ضرورة التطرق إلى دراسة هذه العوامل للوصول إلى الاستغلال الأمثل للموارد المائية واقتراح حلولاً للمعيقات التي تصيب محيط "الشلف أعلى" ولاية عين الدفلى، وذلك بتصميم شبكة للسقي قادرة على توفير متطلبات الفلاحين لتحسين الإنتاج وتغطية حاجيات السكان في المنطقة وما جاورها.

Résumé

Durant la dernière décennie, l'Algérie a connu une pénurie d'eau à cause de la sécheresse chronique d'un côté, et d'un autre coté la mauvaise exploitation et le gaspillage, ces facteurs et autres influent d'une manière négative sur le domaine de l'agriculture.

Donc à travers notre projet de fin d'études, nous avons vu la nécessité d'étudier ces facteurs afin d'atteindre une utilisation optimale des ressources en eau et proposer des solutions aux obstacles qui affectent le périmètre du « Haut Cheliff » wilaya d'Ain defla, par la conception d'un réseau d'irrigation qui est en mesure de fournir les exigences pour les agriculteurs à améliorer la production et de couvrir les besoins de la population dans la région et ses environs.

Abstract

During the last decade, Algeria has experienced a water shortage because of chronic drought on the one hand, and on the other hand, the mismanaging and water wastage. These factors and others have affected negatively the agricultural field .

So, in order to achieve optimal use of water resources and propose solutions to the obstacles mentioned above and affect the perimeter of "Haut Cheliff", city of Ain defla, we designed an irrigation system which is able to meet the farmers' requirements, to improve the production and to satisfy the region and its surroundings needs .

Table des matieres

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

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I-1) Introduction	2
I-2) Situation géographique	2
I-2-1) Présentation du périmètre d'étude	3
I-3) Caractéristiques topographiques de la zone.....	5
1.3.1 Relief.....	5
I-3.2 Hydrographie	6
I-4) Climatologie	7
I-4-1 Présentation de la station météorologique	7
I-4-2 Température de l'air	8
I-4-3 Evaporation	9
I-5) Indices Agro-météorologiques	13
I-5-1 Indice de Martonne.....	13
I-5-2 Classification du climat selon le diagramme d'Emberger	14
I-5-3 Classification du climat selon l'indice de Bagnouls et Gaussen	15
I-6) Etude socio-économique.....	16
I-6-1 Population	16
I-7) Conclusion.....	16

CHAPITRE II : RESSOURCES EN SOL –RESSOURCES EN EAU ET HYDROLOGIE

II-1) Ressources en sol.....	17
II-1-1 Introduction.....	17
II-1-2 Contexte géologique.....	17
II-1-3 : Litho-stratigraphie de la plaine de Khemis-Miliana.....	20
II-1-4 : Sismicité.....	22
II-1-5 : Pedologie.....	22
II-1-6 : Classification des sols du périmètre du Haut Chélif.....	23
II-1-7 : Etat physique du sol.....	25
II-1-8 : Perméabilité.....	26

II-1-9 : Analyses chimiques du sol.....	27
II-2) Ressources en eau	28
II-2-1 : Introduction	28
II-2-2 : Les Eaux Souterraines	28
II-2-3 : Qualité de l'eau d'irrigation	30
II-2-4 : Classification des eaux pour l'irrigation.....	31
II-2-5 : Conclusion	34
II-3) Etude hydrologique	35
II-3-1 : Test d'homogénéité	35
II-3-2 : Ajustement statistique des pluies	37
II-3-2-1 : Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale	37
II-3-2-2 : Ajustement à la loi log-normale (Galton)	38
II-3-3 : Test de validité d'un ajustement.....	39
II-3-4 : Conclusion	41

CHAPITRE III : DIAGNOSTIC DU PEREMETRE

III-1) Introduction.....	42
III-2) Cadre du Projet.....	42
III-3) Présentation du Périmètre et Analyse des donnés	43
III-3-1 : Historique	43
III-3-2 : L'aménagement de la rive gauche	43
III-3-3 : Caractéristiques principales des infrastructures hydrauliques et des secteurs.....	44
III-3-4 : Réseau d'assainissement et de pistes	45
III-3-5 : Ressources en eau	45
III-4) Diagnostique des infrastructures hydraulique.....	47
III-4-1 : Symboles utilisés dans les tableaux	47
III-4-2 : Condition de l'état des conduites, des appareillages et du génie civil	48
III-4-3 : Résultats du diagnostic du réseau (Rive gauche)	49
III-5) Diagnostiquer du fonctionnement hydraulique.....	56
III-5-1 : Présentation.....	56
III-5-2 : Contexte et limite de la présente analyse.....	56
III-5-3 : Méthode d'analyse.....	57
III-5-3-1 : Mode de mise en ouvre	57

III-5-3-2 : Calcul hydraulique et charge disponible	57
III-6) DIAGNOSTIC DES STATIONS DE POMPAGE.....	59
III-6-1 : Projet actuelle.....	59
III-6-2 : Les réhabilitations en cours.....	60
III-6-3 : Diagnostic sur les stations de pompage de prise.....	61
III-6-3-1 : Station de prise de Khemis II.....	62
III-6-4 : Orientations pour la programmation des travaux (Mission B).....	71
III-6-4-1 : Aménagement des prises.....	71
III-6-4-2 : Arrosage des paliers.....	71
III-6-4-3 : Vannes papillon.....	71
III-6-4-4 : Interventions sur les réservoirs anti béliers.....	71
III-6-4-5 : Mesure de débit.....	71
III-6-4-6 : Télésurveillance- Télégestion.....	71
III-6-4-7 : Cas particulier du fonctionnement en refoulement-distribution.....	71
III-6-4-8: Stations de reprise.....	72
III-6-4-9 : Fiches diagnostic des stations de pompages.....	72
Conclusion	74

CHAPITRE IV : BESOINS EN EAU DES CULTURES

IV-1) Introduction.....	75
IV-2) Calcul des besoins en eau	75
IV-3) Evaluation des besoins en eau des cultures	75
IV-3-1 L'évapotranspiration	76
IV-3-2 L'évapotranspiration de référence	76
IV-3-3 L'évapotranspiration maximale	76
IV-4-1 Les méthodes directes	76
IV-4-2 Les méthodes indirectes	76
IV-4-3 Estimation des coefficients culturaux (K_c).....	78
IV-5) Choix des cultures.....	80
IV-5-1 Occupation des sols : Choix des scenarios.....	80
IV-5-2 Assolements des cultures.....	81
IV-5-3 Calcul des besoins en eau des cultures.....	82
IV-6) Calcul du débit spécifique	91

IV-6-1 Calcul des besoins en eau pour les assolements	91
IV-7) Débit caractéristique	93
IV-8) Estimation des volumes d'eau d'irrigation	93
Conclusion.....	94

CHAPITRE V : Etude du système d'adduction-distribution

V-1) Introduction.....	95
V-2) Organisation du périmètre	95
V-2-1 Ilots et bornes d'irrigation	95
V-2-2 Calcul du débit aux bornes	96
V-2-2-1 Choix du diamètre et de type de la borne.....	96
V-3) Dimensionnement du système d'adduction.....	99
V-3-1 Schéma général et fonctions du réseau	99
V-3-2 Choix de la variante d'aménagement	99
V-4) Calculs hydrauliques du système distribution gravitaire.....	100
V-4-1 Etude du système de pompage.....	100
V-4-1-1 Les pompes	100
V-4-1-2 Diamètre économique de la conduite de refoulement	101
V-4-1-3 Calcul des frais d'amortissement.....	103
V-4-1-4 Calcul des Frais d'exploitation	104
V-4-1-5 Bilan total des frais.....	105
V-4-1-6 Détermination de la variante de pompage.....	106
V-4-1-7 Courbes caractéristiques de la pompe.	108
V-4-1-8 Etude de la cavitation	110
V-4-2 Dimensionnement du réservoir.....	111
V-4-3 Vitesses admissibles.....	113
V-5) Choix du matériau des conduites	113
V-5-1 Caractéristiques des canalisations	113
V-5-2 Calcul des diamètres	114
V-5-3 Calcul des pertes de charge	114
Interprétation	122
V-6) Conclusion.....	122

CHAPITRE VI : Choix de système d'irrigation

VI -1) Introduction.....	123
VI -2) Choix des techniques d'irrigation.....	123
VI -3) Différentes techniques d'arrosages	123
VI-3-1 Irrigation gravitaire.....	123
VI-3-1-1 L'irrigation par ruissellement	124
VI-3-1-2 L'arrosage par infiltration (à la raie).....	124
VI-3-1-3 L'arrosage par submersion.....	124
❖ Avantages et les inconvénients de l'irrigation par gravité	
VI-3-2 L'irrigation par aspersion	125
❖ Avantages et les inconvénients de l'irrigation par aspersion	
VI-3-2-2 Différentes installations à la parcelle.....	127
VI-3-3 Irrigation localisée (Goutte à goutte).....	127
❖ Avantages et les inconvénients de l'irrigation localisée	
VI-4) Choix de la technique d'arrosage	128
VI-5) Conclusion	129

CHAPITRE VII : Dimensionnement à la parcelle

Introduction.....	130
VII.1) Conception d'un réseau d'irrigation.....	130
VII.2) Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte	130
VII.2.1 Données générales	130
VII.2.2 Besoins d'irrigation en irrigation localisée	131
1. Dose nette pratique	131
2. Fréquence des arrosages (Fr jours)	132
3. Calcul de la dose réelle	132
VII.2.3 Calculs hydrauliques	133
VII.2.4 Dimensionnement des canalisations	134
VII.2.4.1 Vérification des pertes de charges	134
VII.2.4.2 Calculs hydrauliques de la rampe	135
VII.2.4.3 Calculs hydrauliques de la porte rampe	135
VII.2.4.4 Calcul du diamètre de la conduite tertiaire (conduite d'approche)	135
VII.2.4.5 Calcul les caractéristiques des conduites secondaires.....	135

VII.2.4.6 La pression d'eau à la borne de distribution	136
VI.3) Dimensionnement d'un réseau d'aspersion	136
VI.3.1 Choix de la culture	136
VI.3.2 Choix des parcelles et de l'ilot	137
I.1.1. VI.3.3 Dimensionnement théorique	137
VI.3.3.1 Calcul du diamètre de l'ajutage	137
VI.3.3.2 Calcul de la portée du jet (L)	138
VI.3.3.3 Ecartements entre les rampes et arroseurs	138
VI.3.3.4 Débit de l'asperseur	138
VI.3.4 Calcul du débit d'équipement (Qeq)	140
I.1.2. VI.3.5 Dimensionnement hydrauliques des ramps	140
VI.3.6 Dimensionnement du porte-rampe	142
I.1.3. VI.3.7 Calcul de la pression en tête du réseau.....	143
VI.3.8 Conclusion.....	144

Chapitre VIII : Calcul technico-économique

Introduction	145
VII-1) Différents travaux à entreprendre	145
VII-1-1 Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution	145
VII-2) Calcul des volumes des travaux de l'adduction	146
B- Calcul du volume de déblai	147
C- Calcul du volume de lit de sable	147
D- Calcul du volume de remblai	147
VII-2-1 Estimation du cout de pose de conduites d'adduction.....	148
VII-3) Calcul des volumes des travaux de distribution	148
VII.3.1 Déblais d'excavation	149
VII.3.2 Pose du lit de sable.....	149
VII.3.3 Remblais compacté	150
VII-3-4 Estimation du cout du réseau de distribution	151
VII.3.5 Dévie estimatif total.....	151
VII-4) Conclusion.....	152
Conclusion générale.....	153

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I-1 : Paramètres physiographiques de bassin versant (Bong,I., Meziani,s., 2013).....	4
Tableau I-2. Réseau hydrographique de la plaine Alluviale de Khemis Miliana.....	7
Tableau. I-3 : Coordonnées de la station météorologique de Khemis.....	7
Tableau I-4 : Moyennes des températures mensuelles sur une période de 31 ans.....	8
Tableau I-5 : Moyenne mensuelle de l'évaporation sur une période d'observation de 31 ans.....	9
Tableau I-6 : Répartition moyenne mensuelle des précipitations.....	9
Tableau I-7 : Nombre moyen des jours pluvieux.....	10
Tableau I-8 : Humidités Relatives moyennes mensuelles de la zone d'étude.....	10
Tableau I-9 : Vitesse moyenne du vent en m/s.....	11
Tableau 1-10 : Nombres de jours de sirocco sur une période de31 ans (1980-2010).....	11
Tableau I-11 : Moyenne mensuelle de l'insolation (latitude 36°) de 1991-1997.....	12
Tableau I-12 : Nombres de jours de gelée sur une période d'observation de 31ans.....	12
Tableau I-13 : Nombre moyen de jours de brouillard sur une période de31 ans	12
Tableau I-14 : Classification du climat selon De Martonne	13

CHAPITRE II : RESSOURCES EN SOL – RESSOURCES EN EAU ET HYDROLOGIE

Tableau II-1-1: Différentes classes de perméabilité.....	27
Tableau II-1-2: Nature du sol et sa valeur de K.....	28
Tableau II-2-1: Capacités et volumes des barrages existants au niveau de la zone.....	30
Tableau II-2-2: Caractéristiques des barrages existants au niveau de la zone.....	30
Tableau II-2-3 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique.....	32
Tableau II-2-4 : Classification des eaux en fonction du SAR.....	32
Tableau II-2-5 : La composition chimique et la qualité d'eaux d'irrigation.....	33
Tableau II-3-1 : Test de validité des deux ajustements.....	41
Tableau II-3-2 : Résultats d'ajustement à la loi de Gauss	41
Tableau II-3-3 : Pluviométrie de fréquence 80% pour chaque mois en (mm).....	42

CHAPITRE III : DIAGNOSTIC DU PEREMETRE

Tableau III-3-1 : Les superficies irrigables de la rive gauche.....	48
Tableau III-4-1 : les symboles.....	48
Tableau III-4-2 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Est</i> /Bornes Type B.....	49
Tableau III-4-3 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Est</i> /Ventouses.....	50
Tableau III-4-4 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Est</i> /Chambres de vannes.....	50
Tableau III-4-5 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Est</i> /Chambres de chasse.....	51
Tableau III-4-6 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Est</i> /Vidanges.....	51
Tableau III-4-7 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Est</i> /Purgeur.....	51
Tableau III-4-8 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Centrale</i> /Purgeur.....	51
Tableau III-4-9 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Centrale</i> /Bornes Type B.....	52
Tableau III-4-10 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Centrale</i> /Ventouses.....	52
Tableau III-4-11 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Centrale</i> /Chambres de chasse.....	52
Tableau III-4-12 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Centrale</i> /Chambres de vanne.....	53
Tableau III-4-13 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Centrale</i> /Conduite.....	53
Tableau III-4-14 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Ouest</i> /Bornes Type B.....	53
Tableau III-4-15 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Ouest</i> /Ventouses.....	54
Tableau III-4-16 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Ouest</i> /Chambres de vannes.....	54
Tableau III-4-17 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Ouest</i> /Chambres de chasse.....	54
Tableau III-4-18 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Ouest</i> /vidange.....	55
Tableau III-4-19 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Ouest</i> /Conduite.....	55
Tableau III-4-20 : <i>Ouvrages</i> à remplacer/ <i>Zone Ouest</i> /Purgeur.....	55
Tableau III-4-21 : <i>Ouvrages</i> à réviser / <i>Zone Est</i> /Chambres des vannes.....	55
Tableau III-4-22 : <i>Ouvrages</i> à réviser / <i>Zone Est</i> /Ventouses.....	55
Tableau III-4-23 : <i>Ouvrages</i> à réviser / <i>Zone Est</i> /Vidanges.....	56
Tableau III-4-24 : <i>Ouvrages</i> à réviser / <i>Zone Centrale</i> /Bornes Type B.....	56
Tableau III-4-25 : <i>Ouvrages</i> à réviser / <i>Zone Centrale</i> /Chambre des vannes.....	56
Tableau III-4-26 : <i>Ouvrages</i> à réviser / <i>Zone Centrale</i> /Ventouses.....	56
Tableau III-4-27 : <i>Ouvrages</i> à réviser / <i>Zone Centrale</i> /Chambres de chasse.....	56
Tableau III-4-28 : <i>Ouvrages</i> à réviser / <i>Zone Ouest</i> /Bornes Type B.....	57
Tableau III-4-29 : <i>Ouvrages</i> à réviser / <i>Zone Ouest</i> /Ventouses.....	57
Tableau III-5-1 : Perte de charge en m.....	59
Tableau III-6-1 : Fiches diagnostic des stations de pompes.....	73
Tableau III-6-2 : <i>Ouvrages</i> des réducteurs de pression aval.....	74

CHAPITRE IV : BESOINS EN EAU DES CULTURES

Tableau IV-4-1 : Calcul de l'ET0 par le logiciel CROPWAT.....	79
Tableau IV-4-2 : Coefficients culturaux (Kc) des différentes cultures.....	80
Tableau IV-5-1 : Scénarios d'occupation du sol par l'ensemble de l'exploitation du périmètre.....	82
Tableau IV-5-2 : Système de cultures proposées à la zone d'Ain defla.....	82
Tableau IV-5-3 : Assolement proposé pour le périmètre d'étude.....	83
Tableau IV-5-4 : le cycle végétatif des cultures envisagées.....	84
Tableau IV-5-5 : Besoins en eau du blé.....	85
Tableau IV-5-6 : besoins en eau des maïs.....	85
Tableau IV-5-7 : besoins en eau de l'orge en vert.....	86
Tableau IV-5-8 : besoins en eau de l'orge en grain	86
Tableau IV-5-9 : besoins en eau de Luzerne.....	87
Tableau IV-5-10 : besoins en eau de l'ognion/ail.....	87
Tableau IV-5-11 : besoins en eau de la pomme de terre (AS).....	88
Tableau IV-5-12 : besoins en eau de la tomate	88
Tableau IV-5-13 : besoins en eau des choux.....	89
Tableau IV-5-14 : besoins en eau de la carotte.....	89
Tableau IV-5-15 : besoins en eau d'haricot.....	90
Tableau IV-5-16 : besoins en eau du petit pois.....	90
Tableau IV-5-17 : besoins en eau du concombre.....	91
Tableau IV-5-18 : besoins en eau d'olivier.....	91
Tableau IV-5-19 : besoins en eau du pêcher.....	92
Tableau IV-5-20 : besoins en eau du pommier.....	92
Tableau IV-6-1 : calcul des besoins en eau pour l'assolement 01proposé.....	93
Tableau IV-6-2 : calcul des besoins en eau pour l'assolement 02proposé.....	94
Tableau IV-8-1 : Estimation des volumes d'eau d'irrigation	95

CHAPITRE V : Etude du système d'adduction-distribution

Tableau V.2.1 :Diamètres des bornes en fonction de débit fourni.....	98
Tableau V.2.2 : Calcul des débits des ilots et choix du diamètre et type de bornes.....	99
Tableau V.4.1.2 : Hauteur manométrique totale.....	104

Tableau V.4.1.3 Calcul des frais d'amortissement.....	105
Tableau V.4.1.4 Calcul des frais d'exploitation.....	106
Tableau V.4.1.5.1 Calcul du bilan total des frais.....	106
Tableau V.4.1.5.2 Le choix de diamètre économique.....	107
Tableau V.4.1.6.1 la variante de pompage.....	108
Tableau V.4.1.6.1.2 matériaux de construction.....	109
Tableau V.4.1.8.1 Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	112
Tableau V.4.1.8.2 Pression atmosphérique en fonction de la côte.....	112
Tableau V.4.2 Le bilan de consommations et l'apport journalier d'eau.....	113
Tableau V.5.3 Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon.....	116

CHAPITRE VI : Choix de système d'irrigation

Tableau V. 1 : Analyse multicritères de choix de technique d'arrosage.....	130
---	-----

CHAPITRE VII : Dimensionnement à la parcelle

Tableau VII .1. Caractéristique de l'arrosage.....	137
Tableau VII.2. Caractéristiques de la conduite du porte rampe.....	137
Tableau VII.3. Caractéristique de la conduite secondaire.....	138
Tableau VII.4. Récapitulatif des caractéristiques des conduites.....	138
Tableau VII.3.1: Résultat de calcul pratique d'aspersion.....	145

Chapitre VIII : Calcul technico-économique

Tableau VII-2 : calcul du volume de sable.....	149
Tableau VII-1 : calcul du volume de déblai.....	149
Tableau VII-3 : Calcul du volume de remblai.....	150
Tableau VII-4 : Estimation du cout de pose de canalisation de l'adduction.....	150
Tableau VII.5 : volume des déblais.....	151
Tableau VII.6. volume du lit de sable.....	151
Tableau VII.7. volume du remblai compacté.....	152
Tableau VII.8 : Estimation du cout de pose de canalisation de la partie distribution.....	152
Tableau VII-9: Factures pro-forma des pièces du réseau distribution.....	153
Tableau VII.10 Devis estimatif total.....	153

Liste des figures

CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I-1: Carte de la situation géographique de la plaine Alluviale de Khemis Miliana.....	3
Figure I-2 : Représentation topographique par MNT de la plaine Alluviale de Khemis Miliana.....	5
Figure I-3 : Réseau hydrographique de la région d'étude sur un fond satellitaire.....	6
Figure I-4 : Evolution des températures moyennes mensuelles	8
Figure I-5 : Précipitations moyennes mensuelles (station de Khemis).....	10
Figure I-6 : Diagramme bioclimatique d'Emberger (Station de Khemis).....	14
Figure (I-7): Climo gramme de Gaussen.....	15

CHAPITRE II : RESSOURCES EN SOL – RESSOURCES EN EAU ET HYDROLOGIE

Figure II-1 : Carte géologique schématique vectorisée de la plaine Alluviale de Khemis Miliana.....	19
Figure II-2 : La coupe géologique interprétative transversale de la plaine du Haut Cheliff.....	20
Figure II-3 : Coupe géologique à travers le bassin du Haut Cheliff.....	20
Figure II-4 : Diagramme en panneaux diagonaux.....	22
Figure II-5 : Diagramme de classification des eaux d'irrigation.....	34
Figure II-6 : Ajustement des pluies annuelles aux lois normales et log normale.....	40

CHAPITRE III : DIAGNOSTIC DU PEREMETRE

Figure 01,02 : SP Khemis II bassin au sol et réservoir surélevé.....	60
Figure 03 : Exemple de bassin à l'aspiration d'une station de surpression.....	60
Figure 04 : Exemple de bâtiment d'une station de reprise.....	61
Figure 05 : SP Khemis II – Bâtiment.....	62
Figure 06 : SP Khemis II – Grilles.....	63
Figure 07 : S Khemis II- Emplacement Pour batardeaux d'hiver s.....	63
Figure 08 : SP Khemis II – Dégrilleurs.....	63
Figure 09 : SP Khemis Et - Batardeaux amont des filtres.....	63
Figure 11 : Filtre à bande en cours de réhabilitation.....	64
Figure 12 : SP Khemis II - Salle des pompes.....	65
Figure 13 : SP Khemis II - Lubrification des paliers à l'eau brute.....	66
Figure 14 : SP Khemis II - Robinetterie avec vanne papillon.....	66

Figure 15 : SP Khemis II - Ensemble de ballons anti-bélier.....	67
Figure 16 : SP Khemis II - Mesures de niveau sur les réservoirs anti-bélier.....	67
Figure 17 : SP Khemis II – Superviseur.....	68
Figure 18 : SP Khemis II - Exemple de dégât sur une roue de pompe.....	69
Figure 19 : SR - exemple de disposition des groupes de pompage.....	71
Figure 20 : SR -Matériel électrique BT en cellules ouvertes.....	71
Figure 21 : SR - Automatisation en cellules ouvertes.....	71
Figure 10 : SP Khemis II - Vanne murale et filtre à bande.....	64

CHAPITRE V : ETUDE DU SYSTEME D'ADDUCTION

Figure V.1 .Bilan total des frais.....	107
Figure V.2 Courbes caractéristiques de la pompe choisie.....	110
Figure V.3 Point de fonctionnement des pompes choisies.....	110

CHAPITRE VI : CHOIX DES TECHNIQUES D'IRRIGATION

Figure VI .1 : Irrigation à la raie.....	125
Figure VI .2 : Irrigation par submersion.....	126
Figure VI .3 : Irrigation par aspersion.....	127
Figure VI .4 : Schéma type d'un réseau d'irrigation en goutte à goutte.....	129

CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT A LA PARCELLE

Figure VI.2.1 . Schéma représentatif d'un réseau Goutte à Goutte.....	139
Figure VI.3.1 :Dispositifs d'installation des asperseurs sur la rampe.....	143

CHAPITRE VIII : ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE

Figure. VII.1 : Schéma d'une tranchée.....	148
---	-----

Liste des planches

- Planche 01** : plan des ouvrage hydraulique de périmètre
- Planche 02** : plan du réseau d'irrigation du périmètre
- Planche 03** : profil en long de la conduite de refoulement.
- Planche 04** : plan du réseau projeté goutte à goutte
- Planche 05** : plan du réseau projeté aspersion

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. Mais 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 gauche) situé dans la Wilaya d'Ain Defla représente une riche entité agricole.

La mobilisation de l'eau au niveau du barrage Deur Deur 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 gauche), secteur EST d'une superficie de 1950 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 :

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Chapitre I : PRESENTATION 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) Situation géographique

Le périmètre de Khemis se situe à 120km à l'ouest d'Alger, elle fait partie du grand bassin du Chélif.

Le Chélif qui la traverse d'est en ouest représente l'oued le plus long d'Algérie (725km).

Elle s'étend au pied massif de Zaccar qui culmine au Nord a 1500m d'altitude, plus a l'est le massif du Gantas domine a 871m d'altitude.

Les seuils de Djendel et du Doui représentent respectivement les limites Est et Ouest de la plaine celle ci constitue l'axe de drainage principal.

La région faisant l'objet de notre étude est la Rive gauche du périmètre Khemis.

Elle est située à l'est de la wilaya de Ain Defla dans une commune appelée Khemis

Ses limites actuelles sont :

- A l'Est par les communes: Djendel et Ain Lachiakh.
- A l'Ouest par commune d'El Arib,
- Au Nord par l'oued Chélif.
- Au Sud par les communes de Djellida et Bir-Ouled Khélifa.

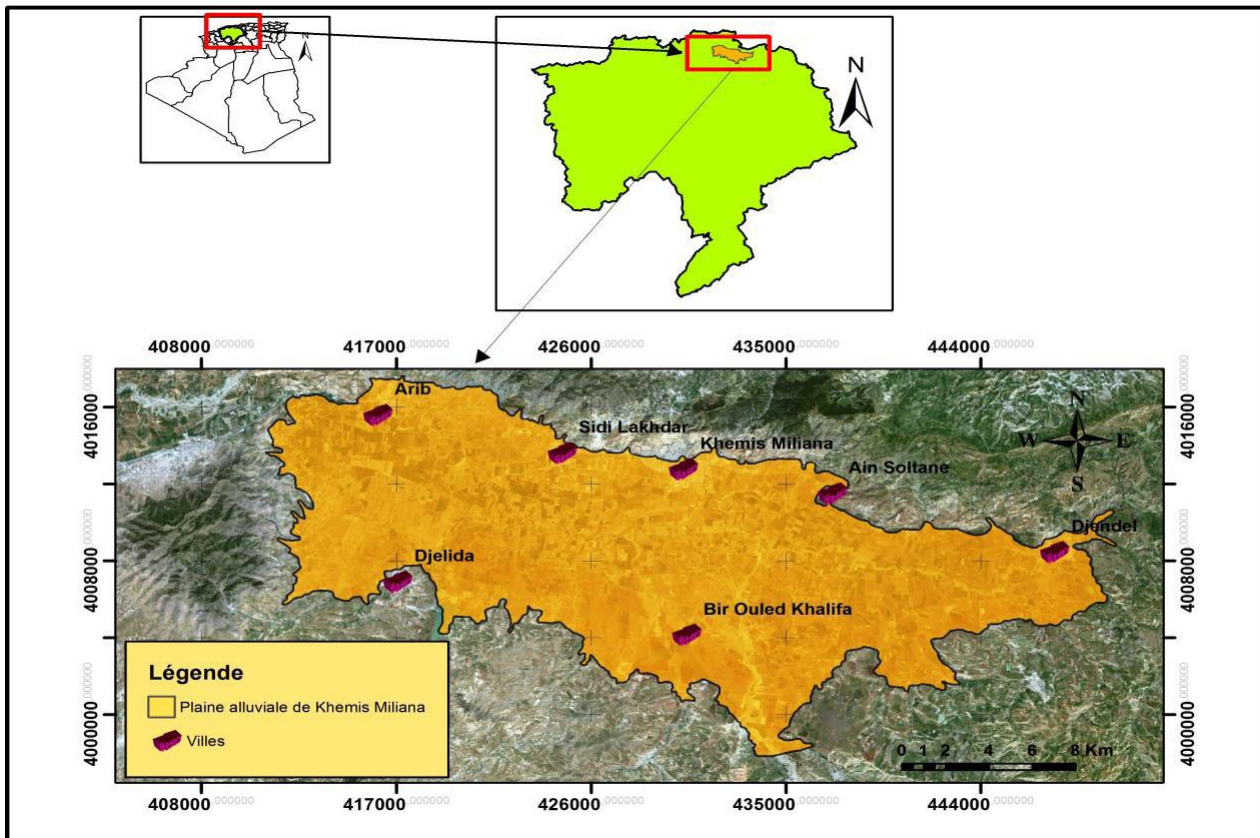


Figure I-1: Carte de la situation géographique de la plaine Alluviale de Khemis Miliana.

I-2-1) Présentation du périmètre d'étude

La zone d'étude 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'

Chapitre I

Ce périmètre se divise en deux plaines séparées par le massif de Doui :

- La plaine de Kherba el Abadia, s'étendant entre les communes : Abadia et Amra, elle est plus étroite et ne représente que 11300ha.

- la plaine de Khemis, a une superficie équipée de 20 117 ha, elle est composée de deux rives : la rive droite de 10 850 ha et la rive gauche de 9 267 ha. Elle est limitée à l'Est par les communes de Djendel et Ain Lachiakh, à l'Ouest par la commune d'El Arib, au Nord par les communes de Djendel, Ain Soltan, Khémis et Sidi Lakhdar et enfin au Sud par les communes de Djellida et Bir-Ouled Khélifa. C'est la plus importante des deux, elle couvre 20117ha.

Mais qui nous intéresse c'est la plaine de Khemis qui contient la rive gauche

Sur le plan Administratif, la Zone d'Etude est située dans la Wilaya d'Ain Defla qui, compte tenu de ses potentialités en terres agricoles et en ressources hydriques, est considérée comme l'une des plus importantes Wilaya de l'Algérie sur le plan de la production agricole, notamment les légumes, les fruits et le lait. Aussi, du fait de sa localisation à proximité des grands centres urbains (Alger, Blida, Chlef).

Caractéristiques et gestion du périmètre

L'unité hydrogéologique des alluvions du Quaternaire a été délimitée par vectorisation afin de définir les paramètres géométriques (superficie et périmètre). La plaine du Haut Chélif est d'une superficie de 359.5 km² et un périmètre de 159.3km. Le tableau suivant résume les principaux paramètres physiographiques :

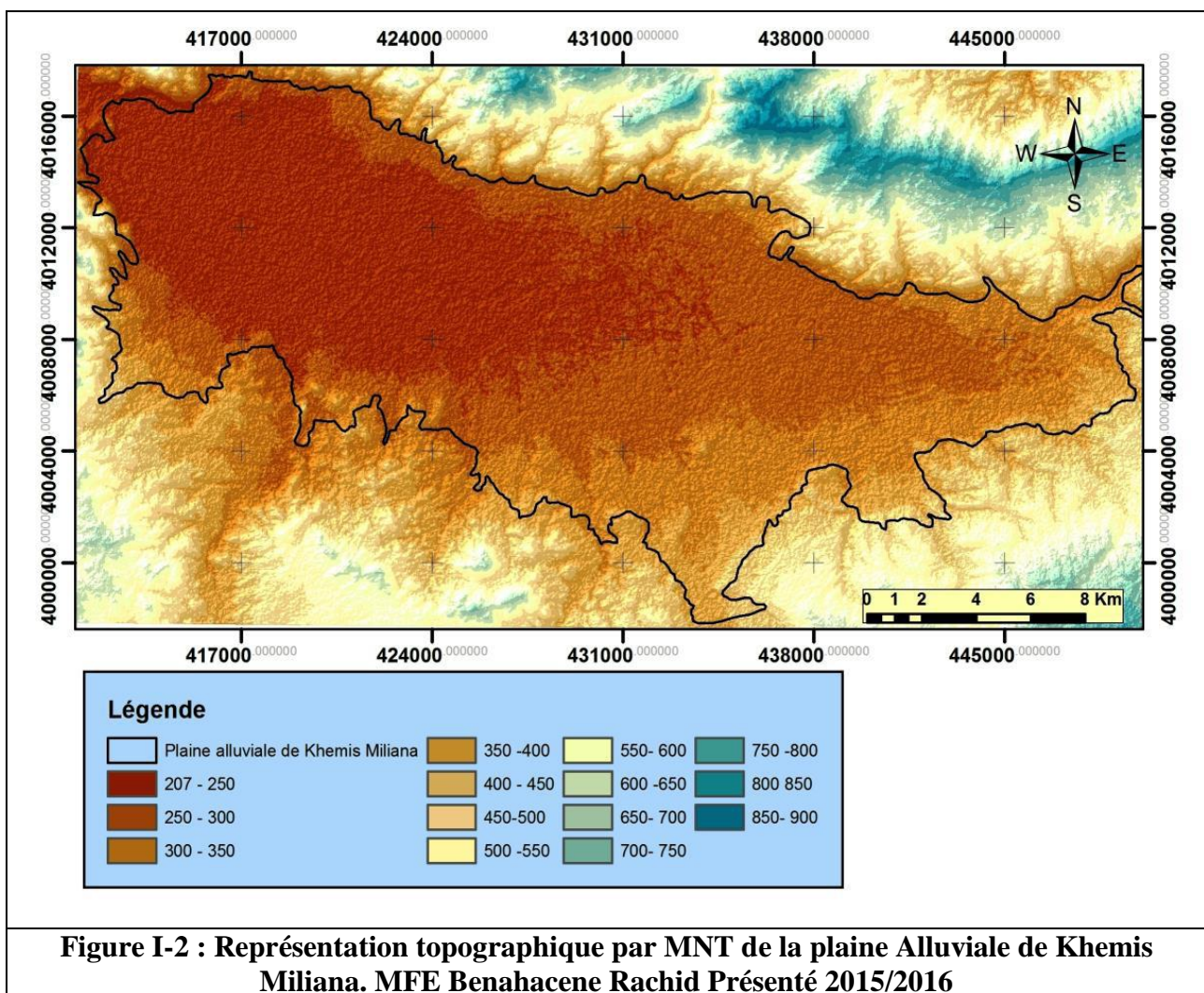
Tableau I-1 : Paramètres physiographiques de bassin versant (Bong,I., Meziani,s., 2013)

Paramètres de formes				
code	Nom de Sous bassins	Kc	Rectangle équivalent (ROCHE)	
			Longueur Lr (Km)	Largeur Lr(Km)
115	O.Chélif Harbil	1.66	71.6	11.18
116	Deurdeur	1.72	78.92	10.75
117	O.Chélif Harrezza	1.45	58.13	13.18
Paramètres géométriques Plaine de Khemis Miliana				
Surface de la plaine(Km ²)		Périmètre de la plaine (Km)		
359,5		159,3		

I-3) Caractéristiques topographiques de la zone

1.3.1 Relief

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 géo référencées 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'ArcGisR en passant par l'analyse spatiale Raster.



Chapitre I

Les reliefs sont beaucoup plus à bruts au Nord qu'au Sud de la plaine ou les premiers contreforts de l'Ouarsenis ont un relief relativement collinaire.

Les bas des pentes de ces collines sont souvent couverts par des alluvions anciennes de point de vue géomorphologie.

La plaine de pente relativement faible est bordée au Nord par des cônes de déjection qui constituent la zone de transition entre la vallée et la montagne (pente 15%). Ces cônes sont particulièrement étendues et important au Nord Ouest dans la région des arribs et Sud Ouest au pied du massif de Doui.

I-3.2 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 (Figure03).

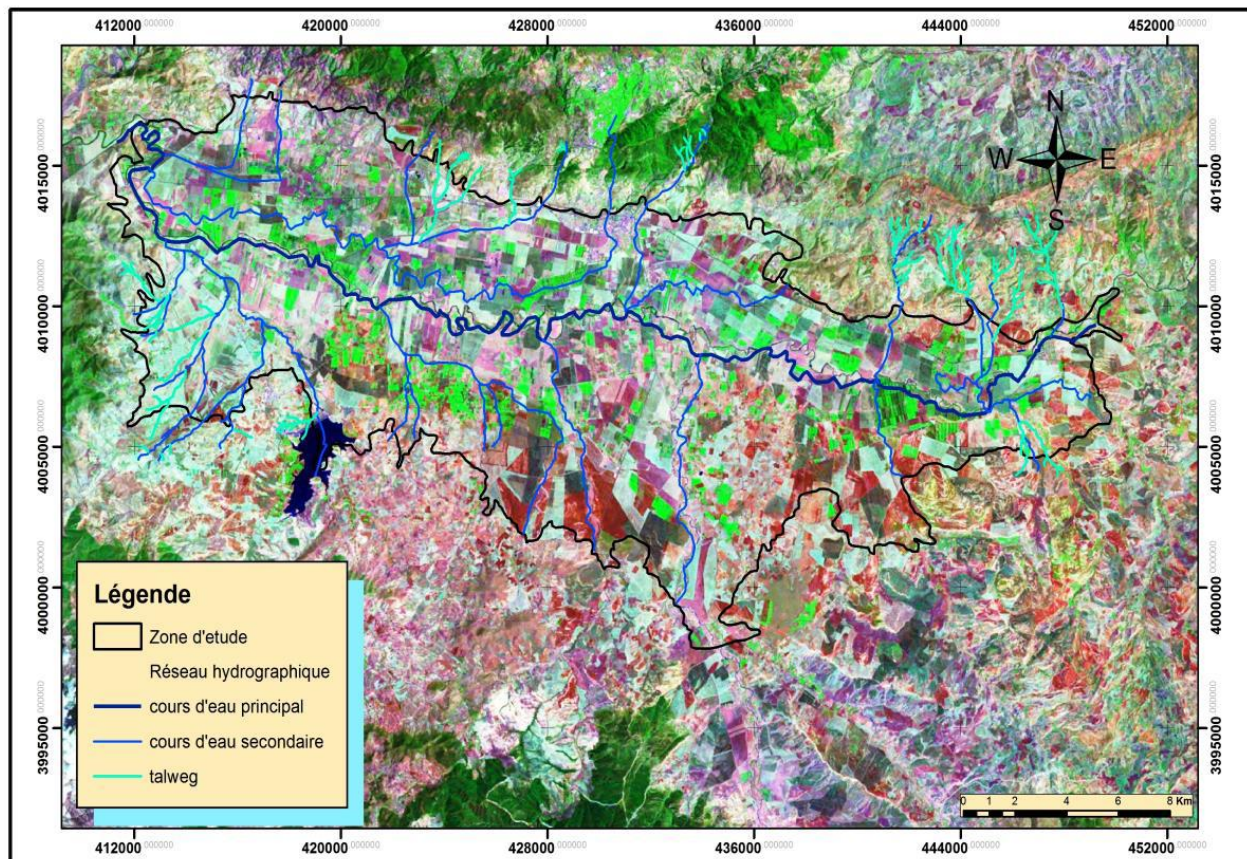


Figure I-3 : Réseau hydrographique de la région d'étude sur un fond satellitaire.

MFE Benahacene Rachid Présenté 2015/2016.

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

Tableau I-2. 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
Massine	6424	SSE-NNO
Harreza	10273	SE-No
Djelida	5665	ESE-ONO

I-4) Climatologie

Les données météorologiques et climatologiques sont très importantes dans la planification et la gestion des projets d'irrigation. Elles permettent de délimiter une région en différentes zones agro-météorologiques spécifiques pour chaque spéculation agricole.

Dans un projet d'irrigation, les facteurs climatiques les plus déterminants sont la température de l'air, l'humidité relative, l'intensité des vents et leur direction ; ils constituent un ensemble d'éléments décisifs.

I-4-1 Présentation de la station météorologique

Toutes les données climatologiques ont été recueillies auprès de la station météorologique de Khemis relevant de l'office national de la météorologie (O.N.M).

Les caractéristiques de la station sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau. I-3 : Coordonnées de la station météorologique de Khemis.

Nom de la station	Coordonnées(m)		Altitude (m)	Période d'observation	Nombre d'années observées
	Latitude	Longitude			
Khemis	431848,16	4012029,25	285	1980-2010	31

Source : Office National Météorologique(ONM)

I-4-2 Température de l'air

La température est un facteur climatique très important elle conditionne l'évapotranspiration des cultures, et intervient dans la germination et le développement des cultures. Les moyennes mensuelles et annuelles sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau I-4 : Moyennes des températures mensuelles sur une période de 31 ans.

Station	T°(C)	S	O	N	D	J	F	M	A	Mai	J	Ju	A	Année
Khemis	Min	18	14	11	5	4	5	7	9	13	18	22	21	12,25
	Moy	25	20	14	10	9	10,5	12,5	15,5	20,5	25,5	29,5	29	18.42
	Max	32	26	19	15	13	16	18	22	28	33	37	37	24,67

Source : Office National Météorologique de Khemis

La température moyenne du mois le plus froid est 4° C elle correspond au mois de janvier, et celle de mois le plus chaud est de 37°C elle correspond aux mois de juillet et août.

D'après le tableau I-2 on constate que la température moyenne annuelle est de 18.42°C, et la moyenne minimale est de 12.25°C, et la moyenne maximale et de 24.67°C.

A partir de tableau I-2 en trace les graphes de températures.

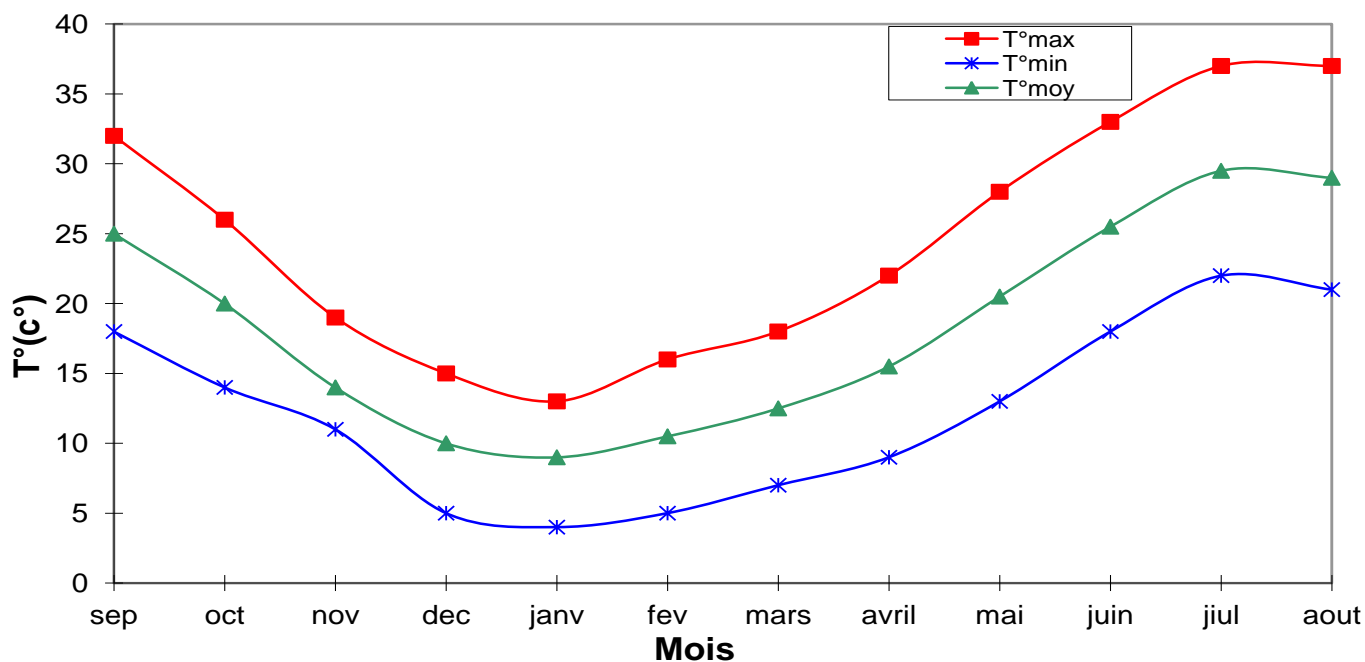


Figure I-4 : Evolution des températures moyennes mensuelles

1-4-3 Evaporation

L'évaporation est importante dans les études du bilan hydrique et intervient dans le dimensionnement des réservoirs de barrages, le dimensionnement d'un réseau d'irrigation, etc.

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

Tableau I-5 : 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

1-4-4 Etude des précipitations

a) Pluviométrie moyenne annuelle :

L'étude pluviométrique présente un intérêt considérable en irrigation afin d'évaluer la lame d'eau tombée sur l'ensemble du bassin versant et de déduire le régime pluviométrique.

Pluviométrie moyenne mensuelle sur une période d'observation de 31 ans (1980-2010) à la station de Khemis.

Tableau I-6 : Répartition moyenne mensuelle des précipitations.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fer	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
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
P %	5.15	8.41	13.46	14.8	14.1	13.6	10.7	8.6	6.6	2.3	0.9	1.4	100

Source : Station Météorologique de Khemis

Les données du tableau I-4 indiquent une moyenne annuelle faible généralement ne dépasse pas les 410 mm, on peut constater :

- Saison pluvieuse de Novembre a Mars.
- Saison sèche de Juin a Août
- Saison moyenne Avril, Mai, Septembre et Octobre.

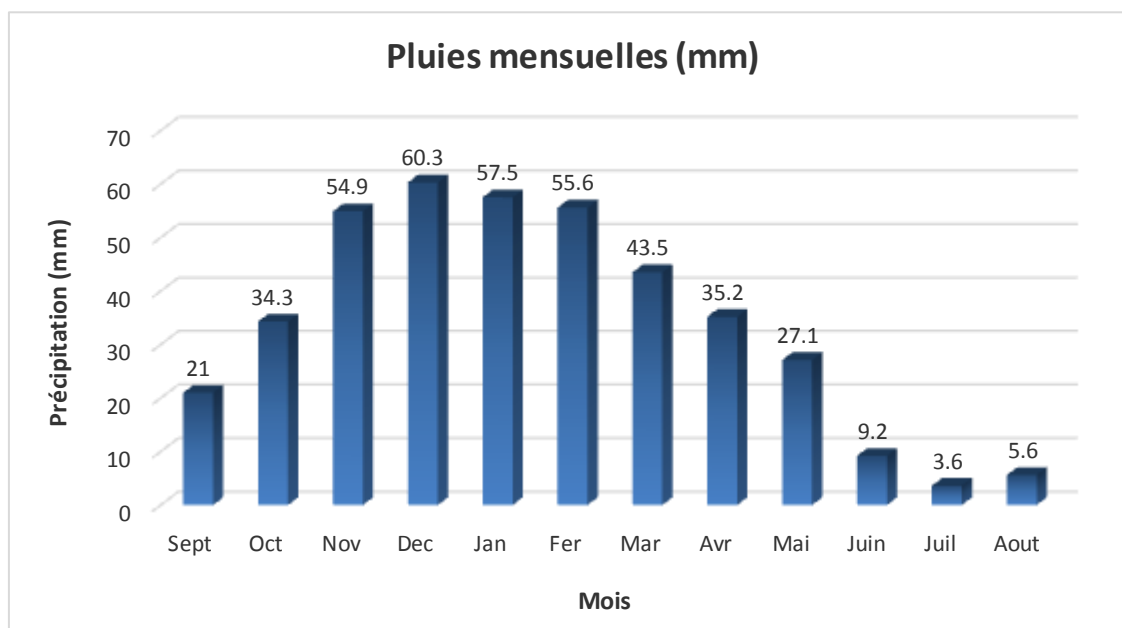


Figure I-5 : Précipitations moyennes mensuelles (station de Khemis).

b) Nombre moyen de jours pluvieux :

Le nombre moyen de jours pluvieux dans la région sur une période d'observation de 31 ans (1980-2010) à la station de Khemis à étudier est porte dans le tableau suivant :

Tableau I-7 : Nombre moyen des jours pluvieux.

Mois	Sep	Oct	Nev	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Année
P (mm)	5	7	9	11	10	9	8	9	7	2	2	2	81

Source : Station Météorologique de Khemis

I-4-5 Humidité relative

C'est un élément important du cycle hydrologique qui sert à contrôler l'évaporation du sol et la couverture végétale et représente le degré de saturation de l'air en vapeur d'eau. L'humidité de l'air est donnée par le tableau suivant :

Tableau I-8 : Humidités Relatives moyennes mensuelles de la zone d'étude.

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

Chapitre I

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%.

I-4-6. Le vent

C'est un facteur déterminant pour le choix du système d'irrigation tels que l'aspersion.

Tableau I-9 : Vitesse moyenne du vent en m/s.

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

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

Leur direction varie avec la saison.

En hiver les vents dominants sont de direction Ouest.

En été les vents dominants sont de direction Est.

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

I-4-7. Le sirocco

C'est un vent Saharien, chaud et sec, soufflant vers le littoral. Il est destructif pour les végétaux, provoquant leur flétrissement avec baisse de rendement.

Tableau 1-10 : Nombres de jours de sirocco sur une période de 31 ans (1980-2010).

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 Météorologique de Khemis

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

Chapitre I

I-4-8 L'insolation

Les valeurs mensuelles moyennes d'insolation sont présentées sur ce tableau. L'insolation est la période durant laquelle le soleil brille sur le sol.

Tableau I-11 : Moyenne mensuelle de l'insolation (latitude 36°) de 1991-1997.

Mois	Sep	Oct	Nev	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
insolation heure	10.02	7.5	5.6	4.33	4.4	6.1	8	7.75	10	10.2	11.68	11.26

Source : Station Météorologique de Khemis

I-4-9 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-12 : Nombres de jours de gelée sur une période d'observation de 31ans (1980-2010).

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-4-10 Brouillard :

C'est un facteur climatique aussi fréquent que la pluviométrie, dont l'intensité varie dans le temps.

Tableau I-13 : Nombre moyen de jours de brouillard sur une période de 31 ans (1980-2010).

Mois	Sep	Oct	Nev	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
Brouillard	0.2	1.2	2.9	5.2	4.1	2.8	2.3	0.8	1.3	0.4	0.0	0.0

Source : Station Météorologique de Khemis

On remarque que la durée moyenne du brouillard est maximale correspond aux mois les plus froids (décembre et janvier).

I-5) Indices Agro-météorologiques

Pour la classification du climat, on utilise généralement les paramètres agro- météorologiques, qui reposent sur la température et la pluviométrie de la zone.

I-5-1 Indice de Martonne

L'indice d'aridité de Martonne est un paramètre qui permet la classification du climat en fonction d'un rapport de température sur la pluviométrie annuelle, cet indice nous renseigne sur la nécessité d'introduction de l'irrigation par rapport au climat :

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

Avec : I_A : indice climatique.

P : précipitation moyenne annuelle (mm).

T : température moyenne annuelle (°C)

Tableau I-14 : Classification du climat selon De Martonne :

Valeurs de I	Type de climat	Irrigation
$I \leq 5$	Désertique	Indispensable
$5 < I \leq 10$	Très sec	Indispensable
$10 < I \leq 20$	Sec	Souvent Indispensable
$20 < I \leq 30$	Relativement humide	Parfois utile
$I > 30$	Humide	Inutile

Dans notre cas, nous avons :

$$I_A = \frac{407.8}{18.42 + 10} = 14.35$$

$$\mathbf{I_A = 14.35 \text{ donc: } 10 < I_A < 20}$$

Selon l'indice d'aridité calculé ($I_A = 14.35$), on constate d'après la classification ci-dessus, que notre région est soumise à un régime du climat est sec, donc l'irrigation est souvent indispensable.

I-5-2 Classification du climat selon le diagramme d'Emberger

Le quotient pluviométrique d'Emberger s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \frac{1000.p}{\frac{M+m}{2} \cdot (M-m)} = \frac{2.1000.p}{M^2 - m^2} \dots\dots\dots(I.2)$$

Avec :

- Q** : coefficient pluviométrique d'Emberger.
- P** : précipitation moyenne annuelle (mm).
- M** : moyenne des températures maximales (Kelvin).
- m** : moyenne des températures minimales (Kelvin).

Dans notre cas : P=428,05 mm ; M =37 °C ; m = 4 °C.

$$Q = (2 \cdot 1000 \cdot 428,05) / ((37+273)^2 - (4+273)^2)$$

On trouve : Q=42,11

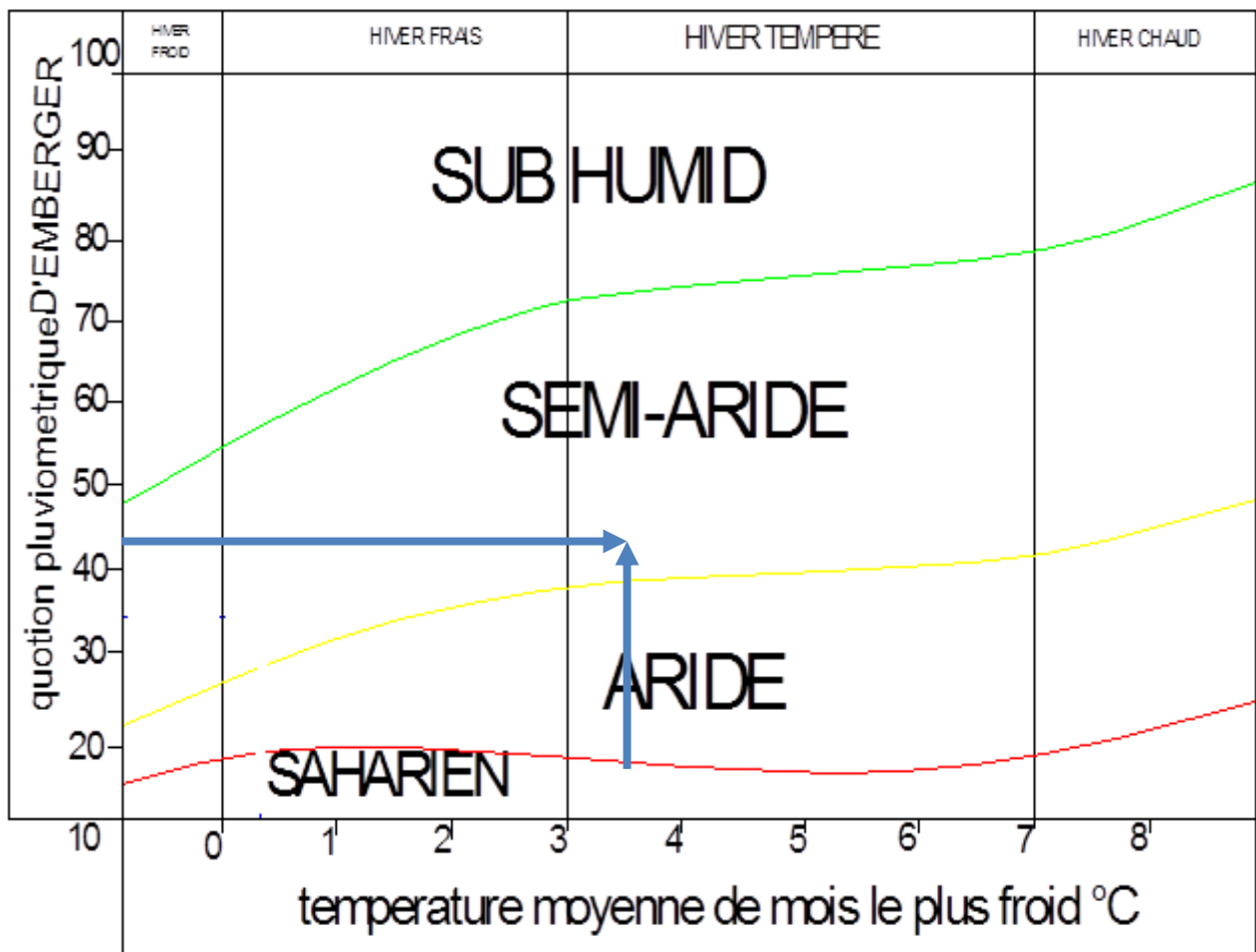


Figure I-6 : Diagramme bioclimatique d'Emberger (Station de Khemis)

D'après le diagramme bioclimatique d'Emberger (voir Figure [I-6]), on peut dire que le climat de notre région est un climat semi-aride.

I-5-3 Classification du climat selon l'indice de Bagnouls et Gaussen

Le diagramme Ombro thermique de Bagnouls-Gaussen permet de faire ressortir la période sèche au cours de l'année. Ainsi Bagnouls et Gaussen considèrent un mois sec quand le total des précipitations exprimées en (mm) est égal ou inférieur au double de la température exprimée en °C ($P \leq 2T$), c'est-à-dire quand la courbe des précipitations passe en dessous de celle des températures. La période s'étalant entre les abscisses des points de l'intersection des deux courbes correspond à la durée de la saison sèche.

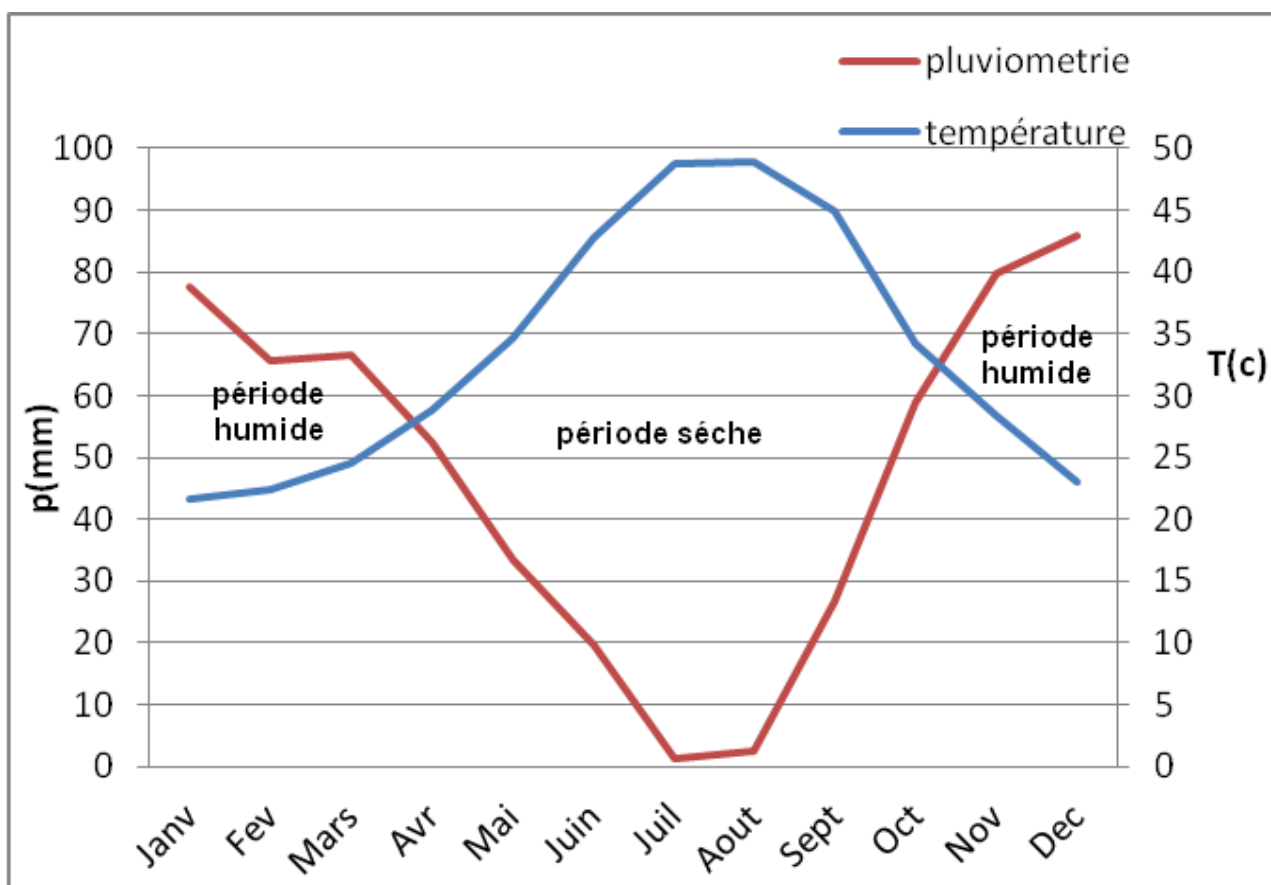


Figure (I-7): Climo gramme de Gaussen

Le diagramme Ombro thermique de la région révèle la présence d'une période sèche commence du mois d'Avril jusqu'au mois d'Octobre, de ce fait, il faut garantir l'eau l'irrigation satisfaisante pendant cette période.

I-6) Etude socio-économique

La vocation de la wilaya d'Ain defla est agricole par excellence, ce qui lui a permis de bénéficier d'un nombre important de projets d'agriculture. Elle contribue en outre, à animer la dynamique économique et commerciale tant au niveau local que national.

Cependant la wilaya demeure toujours tributaire d'un tissu industriel approprié vu la diversité des ressources dont elle dispose.

I-6-1 Population

La population dans le bassin de Haut Cheliff à la fin de 2009 est de 582 426 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, tandis qu'au Sud de la plaine la densité des agglomérations est minime et moins dense, les plus importantes agglomérations sont Djelida et Bir Oueld Khalifa (Kouadri, N. Benharkat, F., 2010).

I-7) 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 :
RESSOURCES EN SOL –
RESSOURCES EN EAU ET
HYDROLOGIE

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

II-1) Ressources en sol

II-1-1 Introduction

L'étude pédologique est l'une des sources essentielle pour prendre en compte la nature et la distribution des caractéristiques et des contraintes relevant des sols. Pour l'irrigation, plusieurs caractéristiques doivent être prises en considérations. On peut citer notamment :

- La profondeur du sol qui commande l'épaisseur des couches accessibles aux racines et par suite la réserve en eau disponible ;
- La texture ou granulométrie de la terre fine et la charge caillouteuse qui jouent sur les possibilités de rétention en eau ;
- La structure et la porosité des horizons qui commandent la perméabilité du milieu et, globalement, la plus ou moins grande facilité de conduite des arrosages ;
- Les caractéristiques chimiques (PH, SAR, CE.....) qui influent sur l'éventail des possibilités culturales de la zone à irriguer.

La bonne connaissance du sol permet le bon choix des cultures les plus adaptées.

II-1-2 Contexte géologique

La plaine du Haut Cheliff correspond à une zone déprimée à sédimentation récente moiplio-quadernaire. Elle est traversée d'Est en Ouest par l'Oued Cheliff qui entre dans la plaine par le seuil de Djendel et en sort par celui du Doui. La partie Nord de la plaine est dominée par une ligne de reliefs que forment le Djebel Gontas (871 m), le massif du Zaccar (1579 m et des Aribis (Littré 1532 m). Elle appartient au tell septentrional ; la partie sud est limitée par les premiers contreforts de l'Ouarsenis.

Les pointements jurassique primaires des zaccars, Doui et Aribis constituent l'autochtone Épi métamorphique à schistosité anti-nappe sur lequel repose l'allochtone caractérisé par des nappes de charriage à matériel crétacé. Ces nappes venant du Nord se sont mises en place au Miocène inférieur.

Le bassin du haut Cheliff correspond à un sillon intra montagneux subsidant dans lequel l'érosion des reliefs environnants et les transgressions successives ont permis les dépôts de fortes épaisseurs de sédiments néogènes et quadernaire. Cet ensemble est dû à la superposition de plusieurs phases de plissements et de déformations d'âge Primaire, Secondaire et Tertiaire.

Chapitre II

Les terrains qui forment le cœur de synclinal sont du Miocène supérieur, ils constituent une couche gréseuse au sommet et passent vers le bas à des terrains plus argileux. Les principaux affleurements du Miocène, sont au niveau du Djebel Gantas et à l'Est d'Ain Sultan (figure II-1).

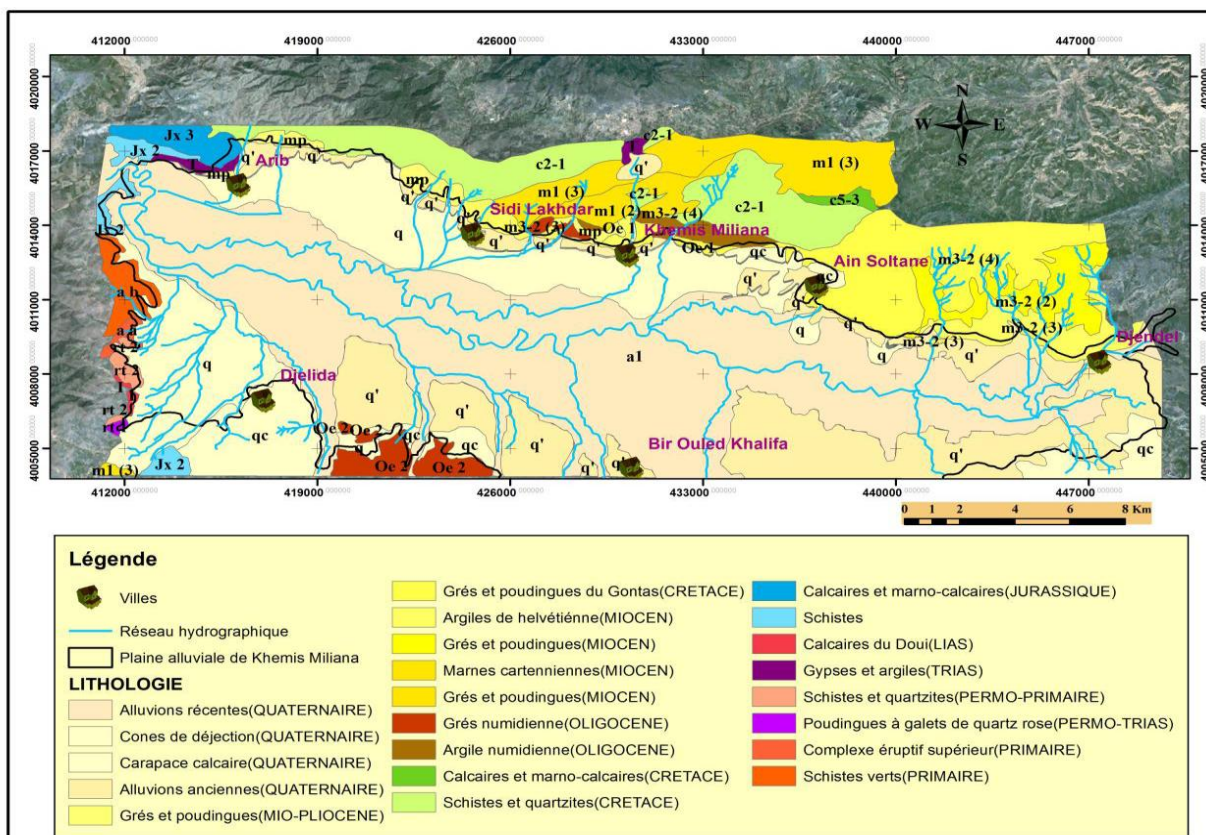


Figure II-1 : Carte géologique schématisée vectorisée de la plaine Alluviale de Khemis Miliana MFE Benahacene Rachid Présenté 2015/2016.

Les terrains quaternaires qui occupent le centre de la plaine, sont essentiellement représentés par des dépôts alluvionnaires de l'Oued Cheliff, dont la partie supérieure est représentée par des limons très argileux d'une quinzaine de mètres d'épaisseur. Ces alluvions s'étendent sur des superficies de 241.2 km² dans la plaine du Haut Cheliff.

(Bouziane errahmani, A., 2005).

Les terrains Primaires et Secondaires suite à leurs rigidités, ont été déformés et surélevés par les mouvements verticaux en donnant les amygdales Intra Telliennes (Zaccar et Doui). Par contre les terrains du Crétacé et suite à leurs souplesses et plasticité ont été pliés en donnant le sillon subsidient.

Chapitre II

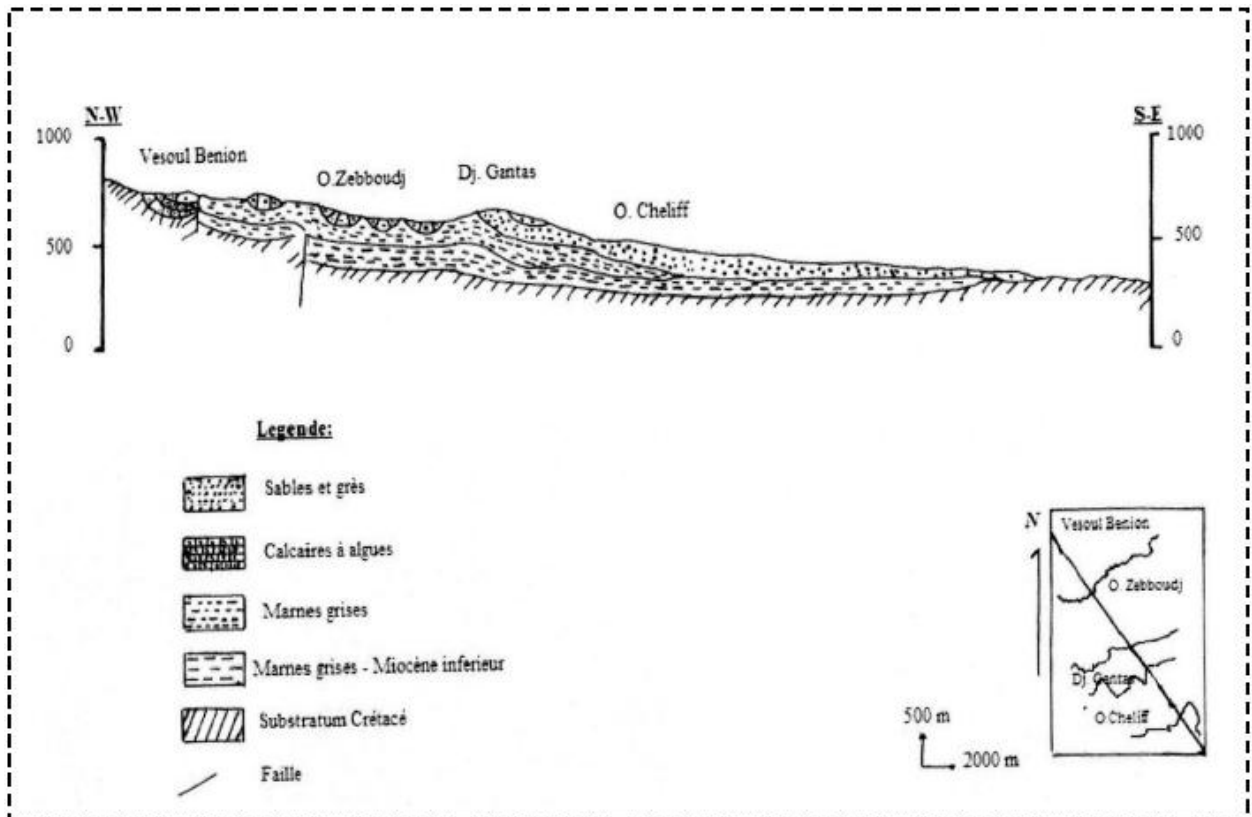


Figure II-2 : La coupe géologique interprétative transversale de la plaine du Haut Cheliff. (Carte hydrogéologique du Nord d'Algérie 1/200000). (ANRH de Blida, 2005)

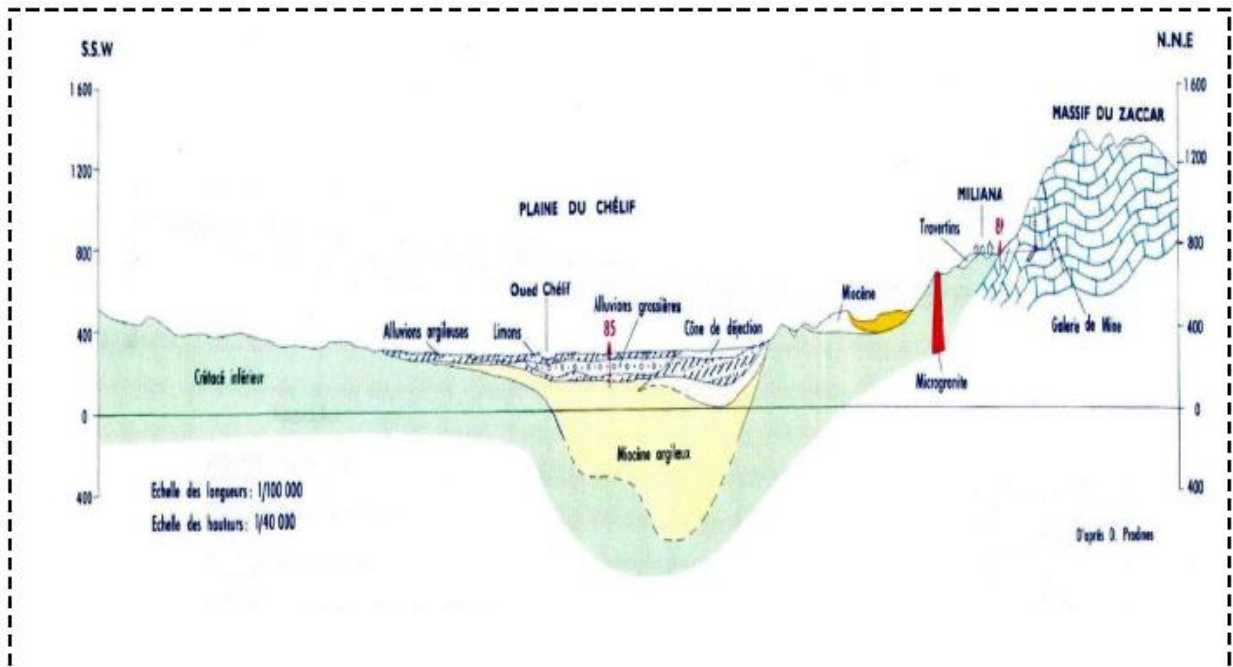


Figure II-3 : Coupe géologique à travers le bassin du Haut Cheliff. (D'après (M.MATTAOUER et A.PERRODON 1957)

II-1-3 : Litho-stratigraphie de la plaine de Khemis-Miliana

Les coupes lithologiques transversales effectuées dans la plaine de Khemis-Miliana fait apparaître la dépression subsidient et l'allure en synclinal de différentes formations constituants le sous-sol, on peut observer de bas en haut :

- Le Crétacé inférieur, imperméable et s'étalant sur toute la largeur de la plaine ; il a servi de fond étanche lors de la réalisation du barrage de Ghrib ; Surmonté par un Miocène, mais n'affleurant pas ou très peu en surface.
- Les dépôts alluvionnaires du Oued Cheliff ; en premier lieu, étant en contact avec la formation argileuse du Miocène, forment une couche d'alluvions argileuses, d'une épaisseur moyenne de 32 mètres.
- Les dépôts alluvionnaires grossiers du Cheliff proprement dit, formant le plus important aquifère de la région ; leurs épaisseurs peuvent dépasser les 70 mètres ; Aux bordures de l'Oued Cheliff, le contact argile du Miocène et dépôts alluvionnaire, forme des lentilles d'alluvions argileuses.

Finalement, un recouvrement limoneux, surmonte le tout ; observé essentiellement au centre de la plaine, il rend l'aquifère semi-captif dans quelques endroits. (Bong, N. et Meziani, S.2013).

L'étude géophysique réalisée par la compagnie générale de géophysique (C.G.G), et les forages effectués ont mis en évidence au voisinage du cours d'eau actuel du Cheliff un chenal à remplissage grossier (gros galets et graviers) qui constitue le principal réservoir aquifère de la plaine, son épaisseur varie entre 5 à 150 m. Le reste du remplissage est constitué d'alluvions sablo-argileuses, dont l'épaisseur diminue au fur et à mesure que l'on se rapproche des bordures. L'ensemble est recouvert par des limons grisâtres de 10 à 20 m ou il rend l'aquifère semi-captif localement dans quelques endroits (Benmeridja Ahmad, 2004).

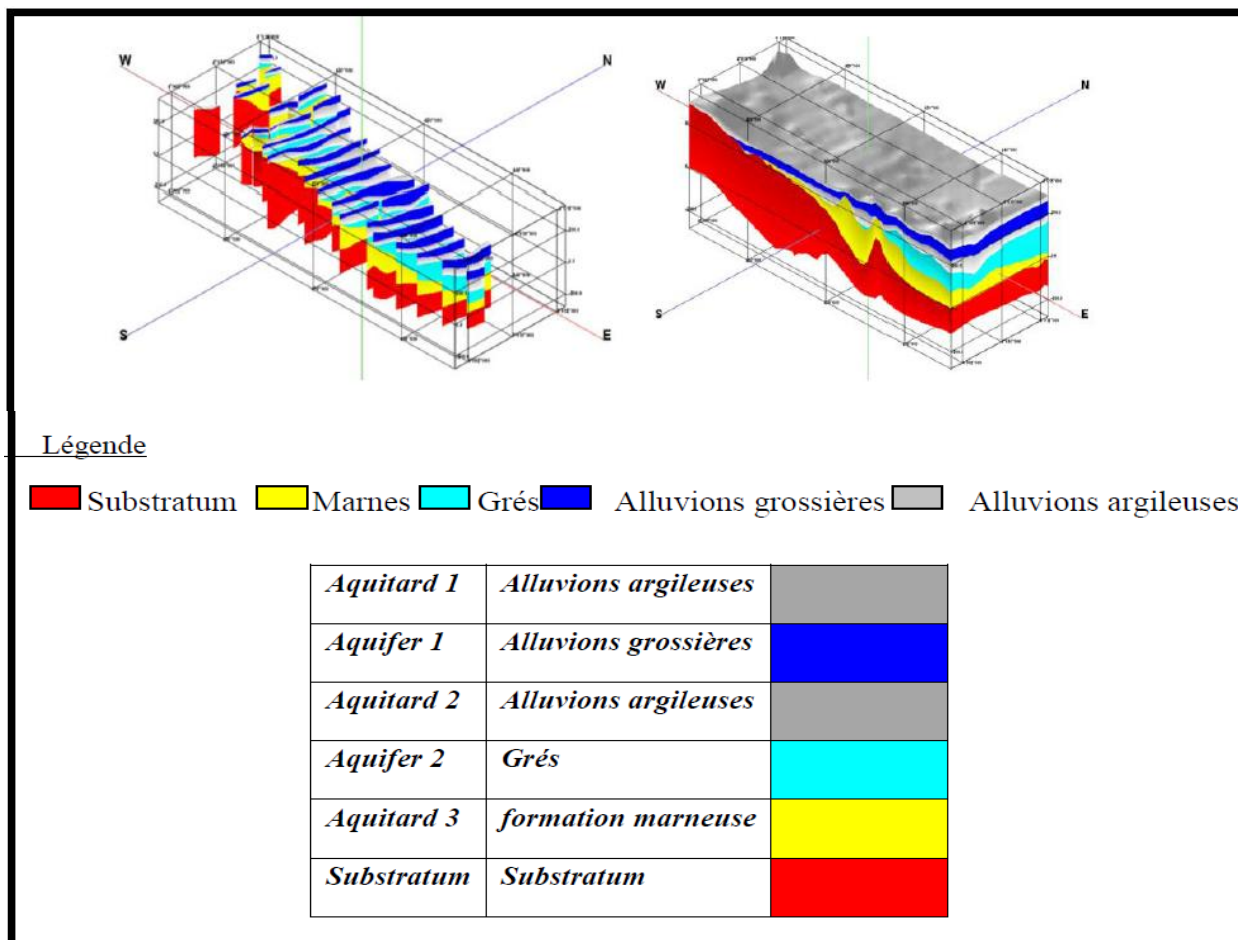


Figure II-4 : Diagramme en panneaux diagonaux, montrant la variation spatiale des unités géologiques dans la plaine de Khemis-Miliana (D'après (M.MATTAOUER et A.PERRODON 1957).

Miocène inférieur :

Les bassins subsident du Chélif s'individualisent, celui du Haut Chélif en particulier se comporte comme un synclinorium bordé par les massifs rugés à tectonique cassée du Zaccar et du Doui.

Miocène supérieur :

Les massifs bordiers se remettent à jouer le long de failles et de flexures. Le Zaccar et le Doui se dressent davantage.

Au centre du miocène supérieur est marquée par une nouvelle transgression vénéto-dolienne. Dans la majeure partie du bassin le miocène succède en continuité de sédimentation au miocène inférieur.

Chapitre II

Le miocène traduit un changement net dans l'histoire du Haut Chélif celui-ci tend en effet à s'isoler des autres bassins du Chélif pour évoluer en golfe ou estuaire qui se comblera peu à peu par des sédiments détritiques.

La fin du miocène supérieur se caractérise par une reprise de l'érosion et dépôt de grès avec des intercalations marneuses.

Le Pliocène :

Les reliefs très élevés se comportent en barrage empêchant la mer pliocène de pénétrer dans le bassin de KHEMIS.

Le Quaternaire :

Le quaternaire est discordant sur les terrains néogènes. La plaine DE Khemis est entièrement creusée dans le miocène supérieur. Et c'est en partie avec les matériaux qui en proviennent qu'elle a été remblayée.

Les alluvions quaternaires sont donc d'un grand intérêt hydrologique du fait de leur porosité.

II-1-4 : SISMICITE

Une grande partie du nord de l'Algérie est susceptible d'être soumise à l'importante secousse sismique. L'intensité de ses secousses est suffisante pour causer d'importants dommages et / ou ruines des constructions à moins que celles-ci ne soient conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces effets. Ainsi que le phénomène d'érosion qui dépend de type de sol rentre dans l'étude de stabilité de la région.

En fonction de l'intensité sismique et d'après le règlement parasismique Algérien 88, la zone d'Ain Defla est classée comme zone III, c'est-à-dire la sismicité est plus fréquente et importante. Cette importante sismicité s'explique par le fait que cette région est directement impliquée dans l'affrontement des plaques européennes et africaines.

II-1-5 : PEDOLOGIE

En ce qui concerne l'alimentation en eau des plantes, le sol joue essentiellement un rôle d'un réservoir. Les caractéristiques de ce réservoir et son mode de fonctionnement qu'il est utile de connaître dans un périmètre d'irrigation ; et qu'il s'agisse pour un ingénieur de dimensionner le réseau de distribution ou pour les usagers de bien utiliser l'eau qui est mise à leur disposition. Donc la pédologie est l'étude de reconnaissance des sols.

Chapitre II

- Evaluer la capacité des sols du secteur étudié à assurer un bon développement végétatif des cultures envisagées et à valoriser économiquement l'investissement. Les aptitudes culturales sont appréciées en confrontant les exigences des productions possibles; la carte pédologique conduite à un zonage du territoire en fonction de ces aptitudes et contraintes.

- Estimé le degré de contribution des sols du périmètre à l'alimentation des plantes à irriguer.

- Choisir les techniques d'arrosage les plus adaptées aux conditions du sol et de culture (aspersion; goutte à goutte; submersion)

- Fixer les règles à respecter pour une conduite des arrosages dans le système «sol-culture» pratiqué. Ce ci nécessite une connaissance approfondie des sols à l'échelle de la parcelle d'exploitation agricole. Il s'agit en effet pour l'irrigant d'économiser l'eau et d'adapter les apports aux besoins de la plante. Mais il faut aussi protéger les eaux des nappes phréatiques et du réseau hydrographique contre les risques de pollution.

D'après l'étude qui a été faite dans la région représentée dans le document : l'étude hydrodynamique des sols de la plaine de Khemis (ANRH Soumaa)

On a :

II-1-6 : Classification des sols du périmètre du Haut Chélif

La prospection pédologique confrontée aux résultats analytiques des sols a permis de mettre en évidence 02 classes de sols (classification française : CPCS, France 1967) réparties comme suit :

 **La classe des Vertisols**

 **La classe des sols bruns méditerranéens**

➤ **Classe des Vertisols**

Ce sont des sols caractérisés par une texture lourde qui est enrichie en argile dont laquelle on trouve un grand pourcentage de minéraux argileux de type : Montmorillonite.

La formation des sols est influencée par une humidité assez abondante et pour une longue durée. La couleur des sols est foncée. Cette couleur est parfois due à la présence des minéraux argileux d'une couleur foncée ou de minéralisation de l'Humus.

➤ **Classe des bruns méditerranéens**

Ce sont des sols riches en oxyde de fer d'où leur couleur générale brune à brun rouge et le complexe argileux comporte une proportion importante de minéraux autres que la kaolinite formée sur des matériaux calcaires où fortement calciques et présentent une saturation élevée en calcium mais ils sont plus ou moins faible en calcaires. Ce sont des sols caractérisés de texture pratiquement homogène sur l'ensemble du profil.

Ces sols représentent les plus grandes parties de la surface du périmètre entre les oueds. La profondeur moyenne est de **(100 – 150) cm**.

1) Sols à sesquioxydes de fer:

[0-40 cm] : sec, structure polyédrique grossière à moyenne, texture argilo- limoneux, rares racelles, faible activité biologique.

[40-75 cm] : matériaux analogues au précédent, argilo-limoneux, porosité tubulaire assez faible, consistance et cohésion forte, structure massive, son structure polyédrique moyenne peu développée

[75-120 cm] : structure massive, assez compact, argilo-limoneux.

2) Sols calcimagnésiques:

[0-20 cm] : sec, texture limono-argileuse, structure tendance polyédrique, poreux, quelques racelles en voie la décomposition.

[20-50 cm] : même matériaux, structure polyédrique en éclat, consistance et cohésion faible, porosité assez bonne, texture argileuse.

[50-140 cm] : texture argileuse, structure polyédrique anguleuse bien développé, bonne porosité, consistance et cohésion moyenne.

3) Sols peu évolués:

[0-22 cm] : brun foncé, limono-argileux. Activité biologique, poreuse, cohérente, nombreuses racines, effervescent.

[22-53cm] : brun foncé, limono-argileux, polyédrique moyenne à grossière, racines en décomposition, activité biologique, poreux, cohérent effervescent.

[53-84cm] : brun, limoneux, polyédrique poreux, quelque tache grisâtre d'hydromorphie temporaires, effervescent.

[84-115cm] : brun calcaire, limono-argileux, polyédrique anguleuse moyenne à fine bien développée, à faces brillantes, poreux, effervescent, taches grisâtres d'hydromorphie temporaires.

II-1-7 : Etat physique du sol

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

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 légers" selon qu'elles sont plus ou moins difficiles à travailler.

Quantativement, 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 appliqué).

Chapitre II

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.

- On peut classer notre sol comme un sol limono-argileux.

II-1-8 : 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.

Tableau II-1-1: 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

Chapitre II

Tableau II-1-2: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

D'après le tableau précédent, on voit donc que la perméabilité d'un sol dépend beaucoup de sa texture.

Les sols à texture fine étant les moins perméables; mais pour un sol donner la perméabilité dépend également de sa structure

La valeur de **2,4 cm / h** est représentative des sols moyennement favorables couvre la plus importante surface de notre périmètre.

II-1-9 : Analyses chimiques du sol:

D'après l'analyse chimique qui est faite dans l'A.N.R.H on peut dire que:

- le sol n'est pas salin parce que $C.E < 4$ mmhos / cm
- le sol n'est pas vraiment riche en matière organique
- le rapport C/N est très faible (pour les sols sesquioxydes de fer);et atteint l'unité ce qui veut dire que la matière organique à été pratiquement lessivée .mais pour les sols calcimagnésiques le rapport est proche de l'unité 7 à 8 ce qui veut dire que la matière organique n'a pas été rapidement ou complètement minéralisée. ce rapport est faible et varie entre 7 et10 pour les sols peu évolués.
- on a le SAR < 6, donc il n'y a pas de danger d'alcalinisation.

II-2) Ressources en eau

II-2-1 : Introduction

L'eau est un élément constitutif majeur de la matière végétale ; pour cela on va présenter dans cette partie les ressources en eau qui peuvent alimenter notre zone d'étude et analyser les pluies, qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydro-agricole.

II-2-2 : Les Eaux Souterraines

Les ressources en eau souterraines sont celles du massif de Zaccar de nappe alluviale du Chélif.

Le massif du Zaccar constitue un excellent réservoir d'eau, les eaux emmagasinées étaient restituées par des sources de débordement donc les plus importantes étaient à Miliana et le débit moyen était de l'ordre de 200 à 300 l/s (d'après la carte hydrogéologique de la région d'Algérie 1972-1973)

La géophysique et les forages effectués dans la nappe alluviale de Chélif mettent en évidence au voisinage du cours actuel du Chélif un chenal à remplissage grossier (gros galets et graviers) qui constitue le principal réservoir aquifère de la plaine. Son épaisseur est de 100 à 150m.

Les études effectuées montraient qu'il était possible de prélever au minimum $1\text{m}^3/\text{s}$ et cependant 6mois en moyenne.

- Le nombre de forages réalisés entre 1976 et 1979 est de 8 avec un débit total $Q=76\text{ l/s}$.
- le nombre de forages réalisés entre 1980 et 1983 est de 14 avec un débit total $Q=243\text{ l/s}$.
- le nombre de forages réalisés entre 1993 et 2001 est de 22 avec un débit total $Q=514\text{ l/s}$.

Ceci montre que les besoins en eau vont toujours en ordre croissant.

II-2-2 : Les Eaux Superficielles

Le principe ressource en eau destinée à l'irrigation du périmètre du Khemis provient exclusivement des eaux stockées dans les barrages (barrage de Deurdeur et Harraza) 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:

Chapitre II

Tableau II-2-1: Capacités et volumes des barrages existants au niveau de la zone

Barrage	Capacité totale (Hm ³)	Volume régularisable (Hm ³)
Harraza	70	20
Deurdeur	110	45

Tableau II-2-2: Caractéristiques des barrages existants au niveau de la zone

Barrage	Oued	Aire du B.V (km ²)	Capacité (hm ³)	Mise en Service	Destination
Harraza	Harraza	142	70	1984	Irrigation
Deurdeur	Deurdeur	468	110	1985	Irrigation + AEP

- 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-Farés.
- 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.

II-2-3 : Qualité de l'eau d'irrigation

La convenance d'une eau à l'irrigation est jugée selon certains éléments qui caractérisent celle-ci du point de vue qualité. Ces éléments qui permettent aussi de classer les eaux d'irrigations sont :

- ❖ La quantité totale de sels dissous dans l'eau
- ❖ La proportion de sodium par rapport aux autres cations (risque D'alcalinisation).
- ❖ Les anions associés
- ❖ La présence éventuelle d'éléments toxiques dans une eau

L'appréciation de la qualité de l'eau pour l'irrigation nécessite la connaissance la salinité de l'eau en premier lieu et du SAR (Sodium-Absorption-Rapport)

II-2-3-1 : la salinité d'une eau

La salinité d'une eau est un terme utilisé pour faire référence à la concentration totale d'ions inorganiques majeurs (Na, Ca, Mg, K, HCO₃⁻, SO₄⁻ et Cl⁻) dissous dans cette eau. Elle exprime la concentration totale des cations ou anions en solution.

Pour des raisons de commodité analytique, un indice pratique de salinité électrique CE exprimée en décimètre par mètre (ds/m) ou en mmhos/cm. Une relation approximative a été établie entre la concentration totale en sels de ces solutions et leurs conductibilité (c'est-à-dire la plus ou moins qui facilite le passage du courant électrique).

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

II-2-3-2 : le SAR

Le SAR exprime l'activité relative des ions de sodium dans les réactions d'échange dans les sols. Cet indice mesure la concentration relative du sodium par rapport au calcium et au magnésium. Le SAR est défini par l'équation suivante :

$$SAR = \frac{Na}{\sqrt{\frac{Ca + Mg}{2}}} \dots\dots\dots (II.1)$$

Na : Sodium en mg équiv/l ;

Ca : Calcium en mg équiv/l ;

Mg : Magnésium en mg équiv/l.

Chapitre II

II-2-4 : Classification des eaux pour l'irrigation

Classification américaine

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

Tableau II-2-3 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique

(CE) en mmhos/cm	
$\leq 0,25$	C1 : risque faible de salinité : convient pour toutes les cultures.
$0,25 < CE \leq 0,75$	C2 : risque moyen de salinité : convient pour les plantes moyennement tolérantes
$0,75 < CE \leq 2,25$	C3 : risque élevé de salinité : ne convient qu'à des sols bien drainés et des plantes tolérantes
$CE > 2,25$	C4 : risque très élevé de salinité : eau difficilement utilisable sur sol bien drainé

Tableau II-2-4 : Classification des eaux en fonction du SAR

SAR en Méq/l	
0 – 10	Classe S1 : risque alcalin faible :
10 – 18	Classe S2 : risque alcalin moyen, l'eau présente un danger appréciable
18 – 26	Classe S3 : risque alcalin élevé, peut produire des niveaux dommageables de sodium
> 26	Classe S4 : risque alcalin très élevé, généralement inadéquate pour l'irrigation

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

Chapitre II

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

Tableau II-2-5 : La composition chimique et la qualité d'eaux d'irrigation.

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

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

Les eaux de barrage de Deudeur 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.

Chapitre II

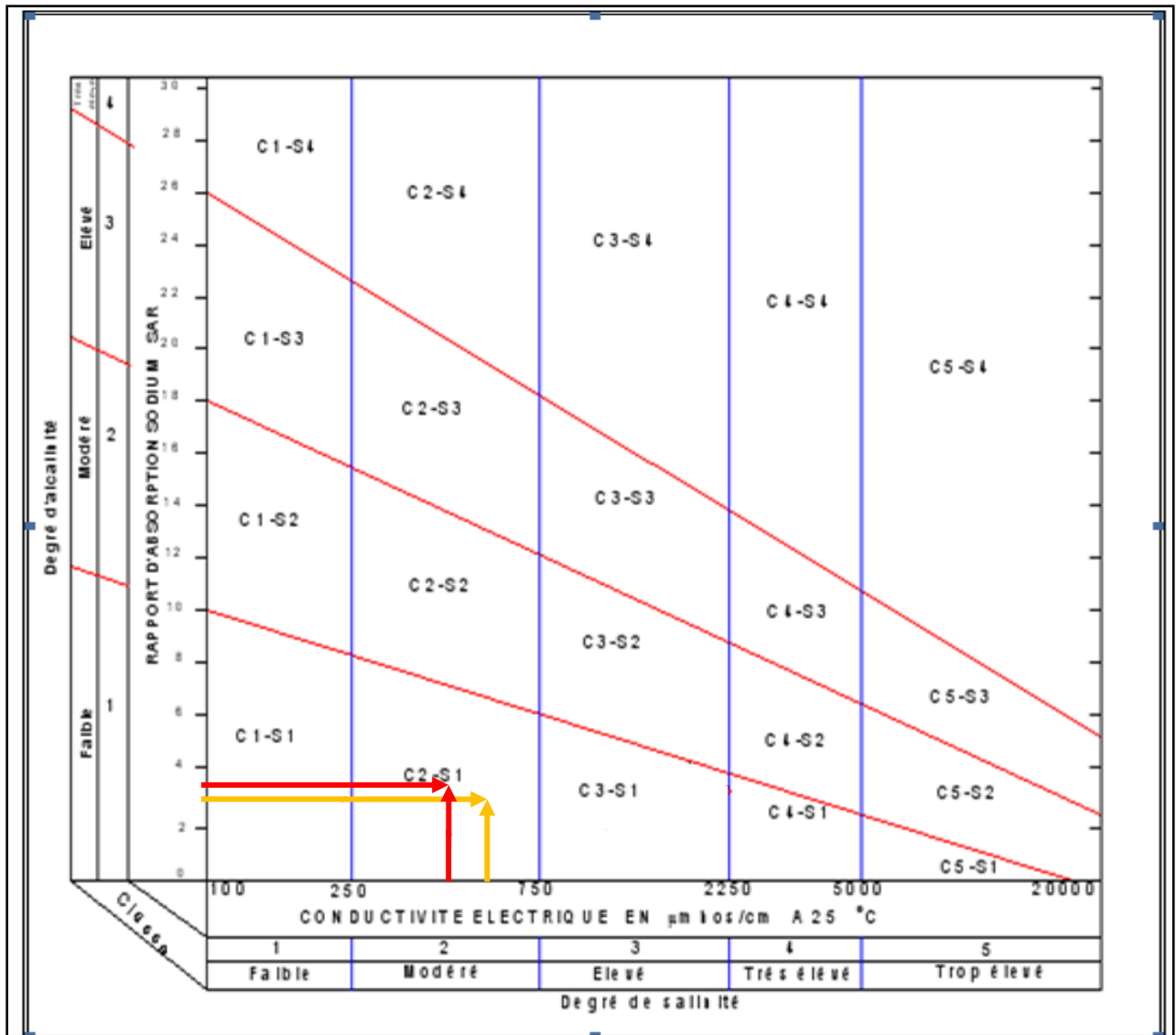


Figure II-5 : Diagramme de classification des eaux d'irrigation.

II-2-5 : Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés aux ressources en sol et en eau du périmètre du Haut Chélif, puisque c'est le premier élément indispensable dans tout projet d'irrigation.

Pour les sols étudiés à des caractéristiques suivantes :

Le sol est lourd, n'est pas salé avec une faible quantité en matière organique, c'est un sol à une perméabilité faible.

Pour ce qui est des ressources en eau, le périmètre sera alimenté par le barrage de Deurdeur 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.

II-3) Etude hydrologique

Le but principal de l'étude hydrologique est de déterminer les caractéristiques des pluies d'une fréquence donnée (80%) qui nous conduira à calculer les besoins en eau des cultures.

La série des précipitations moyennes mensuelles de la station pluviométrique de Khemis.

II-3-1 : Test d'homogénéité

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 ci-dessous :

- 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 unions y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant. a ce stade, on attribue a 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%, si la relation ci-dessous est vérifiée.

Avec :

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

$$W_x = |Rang|_x$$

W_x : Somme des rangs de sous série

$$W_{\min} = \left[\left(\frac{(N_1 + N_2 + 1)xN_1 - 1}{2} \right) - 1,96x \left(\frac{N_1 \cdot xN_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{1/2} \right] \dots \dots \dots \text{(II.2)}$$

$$W_{\max} = \left[(N_1 + N_2 + 1)xN_1 - W_{\min} \right] \dots \dots \dots \text{(II.3)}$$

Chapitre II

Test de wilcoxon pour la station khemis, code (017117) Le Tab détaille le procédé de Test d'homogénéité pour la station KHEMIS code (017117).

Rang	Série d'origine	Série x (mm)	Série y (mm)	TRI	x unions y	rg x	rg y
	P (mm)			(mm)			
1	480.7	480.7	443.5	192.1	x	1	
2	342.6	342.6	590.5	244.1	y		2
3	393.6	393.6	312.9	286.6	x	3	
4	369.5	369.5	433.4	288.2	x	4	
5	470.3	470.3	415.2	311.5	x	5	
6	458.2	458.2	244.1	312.9	y		6
7	520	520	417.9	317	y		7
8	311.5	311.5	317	342.6	x	8	
9	429.1	429.1	381.8	369.5	x	9	
10	286.6	286.6	378.2	378.2	y		10
11	422.9	422.9	381.9	379	y		11
12	477.6	477.6	421.4	381.8	y		12
13	288.2	288.2	379	381.9	y		13
14	192.1	192.1	443.1	393.6	x	14	
15	443.5		612.9	415.2	y		15
16	590.5		496	417.9	y		16
17	312.9		516.8	421.4	y		17
18	433.4			422.9	x	18	
19	415.2			429.1	x	19	
20	244.1			433.4	y		20
21	417.9			443.1	y		21
22	317			443.5	y		22
23	381.8			458.2	x	23	
24	378.2			470.3	x	24	
25	381.9			477.6	x	25	
26	421.4			480.7	x	26	
27	379			496	y		27
28	443.1			516.8	y		28
29	612.9			520	x	29	
30	496			590.5	y		30
31	516.8			612.9	y		31
somme						208	288
N						14	17

$$W_x = 208 \quad W_{\min} = 158.62 \quad W_{\max} = 289.37$$

$$\text{On a donc:} \quad W_{\min} < W_x < W_{\max} \quad \Leftrightarrow \quad 158.62 < 208 < 289.37$$

Donc La condition de M^r Wilcoxon est vérifiée.

II-3-2 : 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 des pluies annuelles sont les suivantes :

- Loi de Gauss ou loi normale
- Loi de Galton ou loi log–normale

II-3-2-1 : Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale

❖ La fonction de répartition :

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \dots\dots\dots (\text{II.4})$$

(Fréquence au non dépassement)

U est variable réduite de gauss. Elle est donnée par :

$$U = \frac{x - \bar{X}}{\delta} \dots\dots\dots (\text{II.5})$$

Le procédé de calcul consiste à :

- Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant.
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- Calculer la fréquence expérimentale (par la formule de Hazen par exemple).
- Variable réduite de gauss : $U = \frac{x - \bar{X}}{\delta}$
- Calcul des caractéristiques empirique de loi (\bar{X} ; δ).

L'équation de la droite de Henry sur papier de probabilité gaussien :

$$X_{P\%} = \bar{X} + \delta * U_{P\%} \dots\dots\dots (\text{II.6})$$

Avec : $X_{P\%}$: précipitation de probabilité P%.

$U_{P\%}$: variable réduit de Gauss. \bar{X} : Moyenne arithmétique, et δ : Écart type

$$F(x) = \frac{n - 0,5}{N}$$

Avec : n : Numéro d'ordre.

 N : Nombre d'années observées.

On doit calculer :

La moyenne arithmétique : $\bar{X} = \sum \frac{X_i}{N}$ (II.7)

L'écart type : $\delta = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{N}}$ Pour $N \geq 30$ (II.8)

$\bar{X} = 407,371$ mm ; **Variance** : 8877,785 δ : **Écart type** = 94,222

II-3-2-2 : Ajustement à la loi log-normale (Galton)

❖ **Fonction de densité :**

$$f(x) = \frac{1}{\sigma x \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(\ln(x) - \mu)^2}{2\sigma^2}\right)$$

$$U = a \log(x - x_0) + b$$

Intervalle de définition : $x \in]x_0, +\infty[$

On remarque que l'on passe de la loi de Gauss à la loi de Galton en faisant le changement de variable de x en $\log(x)$. Nous avons appliqué la version à deux paramètres (Log2)

Les données statistiques des pluies sont rapportées à une autre échelle à savoir l'échelle du log normale. Nous avons l'équation de la droite de Galton qui s'écrit comme suit :

$$\text{Ln}(X_p \%) = \overline{\ln X} + \delta \text{Ln}.U_{p\%}$$

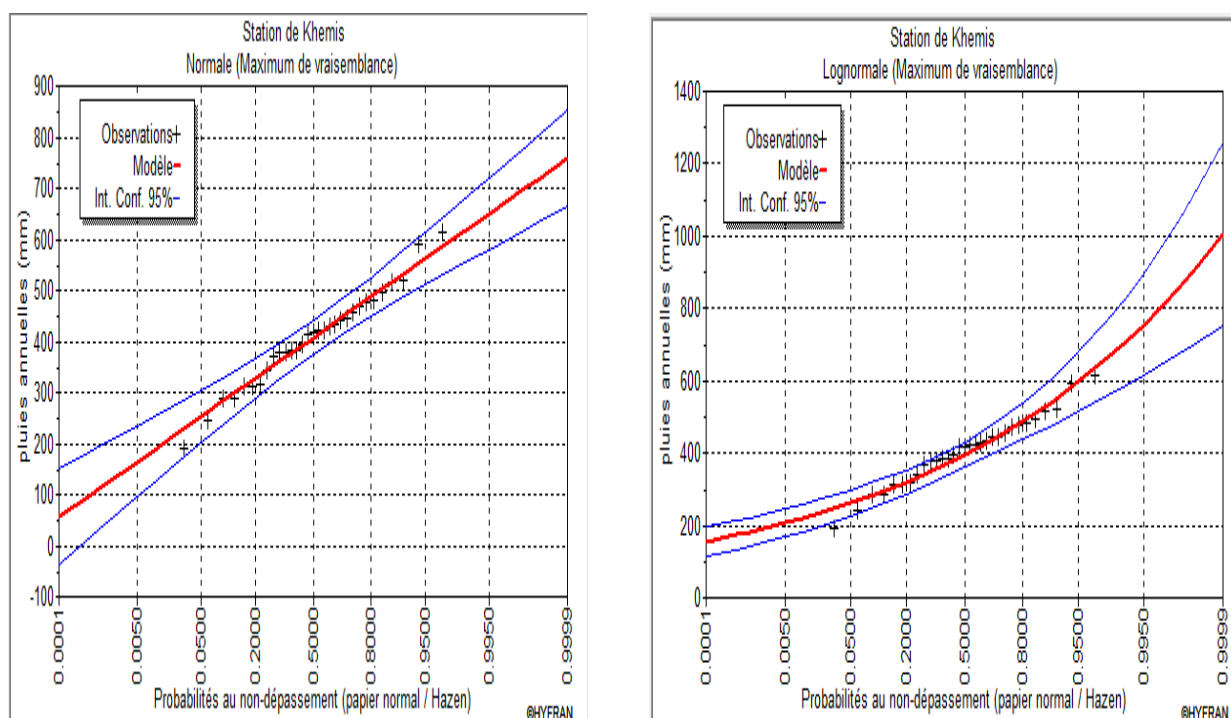


Figure II-6 : Ajustement des pluies annuelles aux lois normales et log normale

II-3-3 : 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 (χ^2).

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

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

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

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

$$\lambda = K - 1 - P$$

Chapitre II

Avec :

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

- * On calcule χ^2 .
- * On calcule le nombre de degré de liberté γ .
- * On détermine $\chi^2_{\text{théorique}}$ sur la table de Pearson.

Avec : $\chi^2_{\text{théorique}} = g(\gamma, \alpha) = 9.488$ (d'après la table de Pearson)

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 II-3-1 : Test de validité des deux ajustements

Loi normale	Loi log normale
$\chi^2_{\text{calculé}} = 0.39$	$\chi^2_{\text{calculé}} = 5.35$
Degré de liberté $\gamma = 4$.	Degré de liberté $\gamma = 4$.

D'après la table de Pearson du χ^2 l'ajustement par la loi normale est à considérer.

Tableau II-3-2 : Résultats d'ajustement à la loi de Gauss

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	758	48.3	663 - 852
2000	0.9995	717	43.5	632 - 803
1000	0.999	699	41.2	618 - 779
200	0.995	650	35.6	580 - 720
100	0.99	627	33	562 - 691
50	0.98	601	30.2	542 - 660
20	0.95	562	26.2	511 - 614
10	0.9	528	23	483 - 573
5	0.8	487	19.8	448 - 525
3	0.6667	448	17.7	413 - 483
2	0.5	407	16.9	374 - 441
1.4286	0.3	358	18.1	323 - 393
1.25	0.2	328	19.8	289 - 367
1.1111	0.1	287	23	241 - 332
1.0526	0.05	252	26.2	201 - 304
1.0204	0.02	214	30.2	155 - 273
1.0101	0.01	188	33	123 - 253
1.005	0.005	165	35.6	94.8 - 234
1.001	0.001	116	41.2	35.4 - 197
1.0005	0.0005	97.3	43.5	12.1 - 183
1.0001	0.0001	56.9	48.3	-189.7

Chapitre II

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

$$P_{\text{moy } 80\% \text{ de chaque mois}} = P_{\text{moy de chaque mois}} * \frac{P_{\text{theorique (80\%) annuelle}}}{P_{\text{theorique (50\%) annuelle}}} \dots\dots\dots (\text{II.9})$$

$P_{\text{théorique de } 50\%} = 407\text{mm}$ et $P_{\text{théorique de } 80\%} = 328\text{mm}$

$$P_{\text{moy } 80\%} = 0.81 P_{\text{moy-mensuelle}}$$

Tableau II-3-3 : Pluviométrie de fréquence 80% pour chaque mois en (mm)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sept	Oct	Nov	Déc
P_{moy}(mm)	57,5	55,6	43,5	35,2	27,1	9,2	3,6	5,6	21,0	34,3	54,9	60,3
P_{moy80%}(mm)	46,58	45,04	35,24	28,51	21,95	7,45	2,92	4,54	17,01	27,78	44,47	48,84

II-3-4 : Conclusion

Ces derniers sont importants à connaître, car ils peuvent nous indiquer si la quantité d'eau est suffisante ou pas. Confirmer que le volume d'eau stocké au niveau de la retenue est suffisant pour l'irrigation de notre périmètre.

Chapitre III :
DIAGNOSTIC DU
PEREMETRE

Chapitre III : Diagnostic du périmètre actuel

III-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.

III-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.

III-3) PRESENTATION DU PERIMETRE et ANALYSE DES DONNEES

III-3-1 : Historique

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 Cheliff 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.

III-3-2 : L'aménagement de la rive gauche

Diffère de celui de la rive droite par l'adoption d'un système de pompage refoulement direct, la régulation étant assurée par un réservoir sur élevé implanté au lieu dit Sidi Farès, en extrémité de la branche qualifiée de refoulement. A ce réservoir est associé un bassin de compensation au sol de 40 000 m³ qui a été projeté pour éviter la vidange du réseau d'irrigation en cas d'arrêt du pompage compte du mode de distribution à la demande retenu.

Le service d'exploitation, dispose ainsi en cas d'arrêt prolongé, en période de pointe de 45 minutes pour la fermeture des réseaux.

Ce descriptif, montre que la conception initiale des infrastructures d'irrigation et leur renforcement extension, aboutissement à des pompages important, chaque mètre cube délivré est relevé sur plus de 100m (110 pour la rive gauche et 120 pour la droite (50 m pour l'exhaure et 72m pour la reprise).

Si cette conception était optimale initialement compte tenu du subventionnement de l'économie par l'Etat, aujourd'hui la revalorisation des coûts d'énergie, l'abandon d'une économie planifiée au profit d'une économie de marché, et la recherche de l'équilibre financier de l'organisme de gestion ont conduit l'OPI à exploiter le système sans utiliser les stations de pompage de reprise de la rive droite.

De plus, les grandes exploitations agricoles ont été démembrées (en EAI et EAC) et la promotion de la culture de la betterave totalement abandonnée.

Devant cet état de fait, le mode de distribution par gravité est redevenu la règle pour la rive droite ; la pratique de l'aspersion essentiellement pour la pomme de terre est obtenue par des pompes thermiques en aval de la prise. L'extension des vergers s'est accompagnée de la promotion de l'irrigation localisée

Enfin on notera les projets en cours :

- 1) une adduction directe des eaux du barrage Deurdeur vers les zones EST et CENTRALE.
- 2) l'irrigation de la zone OUEST à partir du barrage de Harraza. Ces projets auront pour effet de renforcer la ressource en eau et de réduire les hauteurs de pompage.

III-3-3 : Caractéristiques principales des infrastructures hydrauliques et des secteurs

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

- **Rive gauche**

- Station de pompage : KHEMIS II**

- Débit d'équipement : 6300 l/s (6x900 l/s +2x450 l/s et 1x450 l/s de secours)
 - Hmt : 110m
 - Puissance : 16 MVA
 - Cote d'aspiration : 270 m NGA
 - Cote de refoulement : 375,9 NGA Réservoir.

- Surélévé de régulation : SIDI FARES**

- Volume : 1750 m³
 - PHE : 368 m NGA
 - PBE : 360 m NGA

- Bassin de SIDI FARES**

- Volume : 40 000 m³
 - PHE : 347 m NGA
 - PBE: 343 m NGA

- Conduite de refoulement**

- 2 conduites de diamètres 1250 mm de 1959 ml
 - 1 conduite de diamètre 1100 mm de 4400 ml

- Conduite maîtresse**

- Branche A vers l'ouest : 18151 ml
 - Branche B vers l'est : 7218 ml

Découpage en secteurs :

La rive Gauche est découpée en trois secteurs désignés par Zones :

Zone EST :	1950 Ha (géographique)
Zone CENTRALE :	3063 Ha
Zone OUEST :	4717 Ha

Soit une superficie géographique totale de 9730 Ha correspondant à une SAU de 9240 Ha effective car l'urbanisation est négligeable en rive gauche.

III-3-4 : 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.

III-3-5 : Ressources en eau

- **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 principal : Djendel mère, Khemis I et Khemis II.

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

Chapitre III

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.

- **Pertes de parcours**

Les chiffres fournis en valeur annuelle ne permettent pas de dégager une tendance nette car ils intègrent les apports non régularisés (facteur de réduction apparente des pertes) et les prélèvements illicites (facteur d'augmentation apparente des pertes) certaines années.

On constate ainsi des pertes très faibles et négatives dues aux apports non régularisés en début de campagne de mars à juin.

- **Pertes de réseau**

Ces pertes sont importantes : de 16 à 32% des volumes mis en tête de réseau excepté pour les années très sèches 1994 et 2002 où ce pourcentage augmente.

En réseau sous pression les pertes sont la somme de petites fuites en continu qui n'appellent pas une réparation urgente (au niveau de prises et bornes, des appareillages de réseau et pièces de raccord, et des joints de tuyau).

III-3-6 : Superficies

- **Superficies irrigables**

Les superficies irrigables de certains secteurs ont été réduites par l'urbanisation résumée dans le tableau suivante :

Tableau III-3-1 : Les superficies irrigables de la rive gauche

N. Secteur	Superficie Irrigable initiale ha	Superficie urbanisée ha	Superficie Irrigable actuelle ha	% Superficie urbanisée
Est	1869	-	1869	0
Centrale	2807	36	2771	1.28
Ouest	4591	-	4591	0
Total	9267	36	9231	1.28

- **Superficies irriguées**

Les données de l'Office distinguent les vergers des cultures annuelles au niveau de prévisions et du résultat de campagne.

La corrélation est bonne entre la superficie irriguée du périmètre et le volume mis en tête de réseau ($R^2=0,87$) mais celle de la superficie irriguée et du volume distribuée est plus faible ($R^2=0,67$) ; du fait des pertes réseau, non maîtrisée par définition.

La superficie irriguée totale (périmètre et hors périmètre) en fonction du volume lâché : la corrélation est moyenne ($R^2= 0,64$), ce qui traduit la difficulté de la maîtrise du transfert par les oueds et des prélèvements illicites.

On constate que pour les deux années de très faibles ressources (1994 et 2002) les apports sont basés principalement sur la survie des vergers, ils sont donc très inférieurs aux besoins en eau.

Les autres années avec un apport moyen voisin de 8000 m³ /ha, on se situe dans les valeurs normales pour une irrigation majoritairement gravitaire.

III-4) DIAGNOSTIC DU FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE

III-4-1 : 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 aiguadiers 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 ?

III-4-2 : Contexte et limite de la présente analyse

Cette analyse est menée exclusivement à partir de documents existants. Les documents fondamentaux pour sa mise en œuvre 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 œuvre 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.

III-4-3 : Méthode d'analyse

III-4-3-1 : Mode de mise en œuvre

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.

III-4-3-2 : Calcul hydraulique et charge disponible

- **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 :

$$J = 1,1.L.Q^M D^N \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec :

J- pertes de charges en mm/m

Q- débit en m³/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 nœud de calcul. Ainsi le calcul des pertes de charges dans les conduites et donc de la charge disponible à chaque nœud, 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.

III-5) DIAGNOSTIC DES STATIONS DE POMPAGE

III-5-1 : Projet actuelle

Dans les années 60, le projet a été complété par un projet sur la rive gauche réalisé à partir d'une station de prise nommée Khemis II, implantée en face de la station Khemis I.

Le fonctionnement du projet rive gauche se fait en refoulement distribution, la régulation de la station de pompage se faisant sur un réservoir surélevé pour le fonctionnement des pompes et un bassin au sol pour le maintien en eau du réseau pendant les heures de pointe.

La source de toutes les photos c'est (L'ONID).



Figure 01,02 : SP Khemis II bassin au sol et réservoir surélevé

En même temps que se construisaient les stations de prise de Khemis I et Khemis II, une réflexion était menée au niveau national pour augmenter la production de plantes fourragères et de betteraves.

La solution qui était trouvée était la mise en place d'un système d'irrigation à haute pression et pour ce faire il était nécessaire de créer un nouveau réseau alimenté par des stations de reprise.



Figure 03 : Exemple de bassin à l'aspiration d'une station de surpression



Figure 04 : Exemple de bâtiment d'une station de reprise

III-5-2 : Les réhabilitations en cours

Un très grand projet de réhabilitation est en cours sur les trois stations de pompage de prise ; Son montant atteint un milliard de Dinars (environ 10 millions €) :

- La Tranche 1 est aujourd'hui terminée et a inclus la réhabilitation (ou mieux le changement complet) de tous les équipements 30 kV.
- La Tranche 2 est en cours mais les plupart des équipements prévus sont déjà livrés et sont en phase ultime de mise en service ; Elle comprend :
- Les équipements électriques MT et BT
- Les tamis pour la station de Khemis II
- Trois pompes neuves complètes pour Khemis II
- Deux pompes neuves complètes de 9001/s pour Djendel
- Deux pompes neuves complètes avec variateur pour Khemis I
- Divers accessoires pour Djendel et Khemis II

Enfin la construction d'un seuil sur l'oued Deur Deur et du transfert par conduite vers Sidi Farés est prévue dans le cadre du projet en cours mené par T AGID.

Rien n'a été prévu pour les stations de reprise.

III-5-3 : Diagnostic sur les stations de pompage de prise

III-5-3-1 : Station de prise de Khemis II

On retrouve pour cette station une disposition générale identique à celle de Djendel.



Figure 05 : SP Khemis II - Bâtiment

- **La prise :**

La prise se compose des éléments suivants :

- Emplacements pour batardeaux. Ces batardeaux seraient très utiles en hiver pour isoler complètement la prise de l'oued et éviter ainsi qu'elle ne se remplisse de vase. Mais ces batardeaux ne sont pas présents sur le site et rien n'est prévu pour faciliter leur mise en place
- Deux grilles et dégrilleurs automatiques. Ces équipements paraissent très robustes et en très bon état. Toutefois, les exploitants signalent de nombreuses pannes malgré plusieurs interventions coûteuses du fabricant.
- Batardeaux manuels. Aucun engin de levage n'est prévu à demeure pour la descente de ces batardeaux. Chaque intervention nécessite la location d'une grue. De plus ils ne seraient pas étanches.
- Vannes plates motorisées
- Filtres à bande. Une rénovation est en cours ; Un des filtres est déjà opérationnel, l'autre est en cours de réhabilitation.

Cette prise directe sur l'oued ne peut pas être isolée, comme pour Khemis I, il y a donc un gros risque pour le personnel comme pour les équipements en cas d'arrêt des groupes de longue durée ou en cas d'une arrivée soudaine d'une eau exceptionnellement chargée en matières en suspension.

Chapitre III

Cependant un génie civil a été réalisé récemment pour permettre la mise en place de batardeaux, mais une réflexion est à mener sur le système qui serait le plus pertinent étant donné la dimension des passes et leur difficulté d'accès.

Les dé grilleurs fonctionnent ici automatiquement ; Ce sont des appareils d'aspect très imposant et qui paraissent largement dimensionnés. Pourtant les exploitants se plaignent de pannes fréquentes, bien que plusieurs visites du constructeur aient eu lieu. La seule explication possible serait qu'en voulant trop bien faire, le constructeur aurait surdimensionné les équipements mobiles atteignant les limites de capacité des mécanismes d'entraînement. De fait la forme de la prise au fil de l'eau devrait permettre de ne capter que peu d'éléments flottants lourds et peut-être qu'une structure plus légère aurait présenté moins de problème tout en répondant à la même fonction.



Figure 06 : SP Khemis II - Grilles

**Figure 07 : S Khemis II- Emplacements
Pour batardeaux d'hiver**

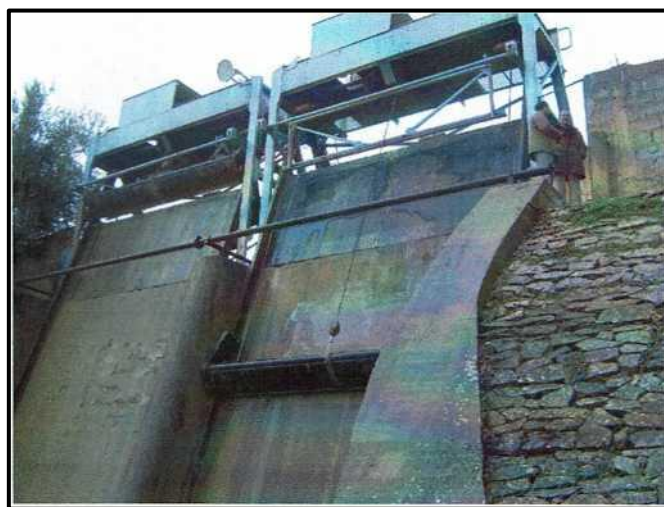


Figure 08 : SP Khemis II - Dégrilleurs

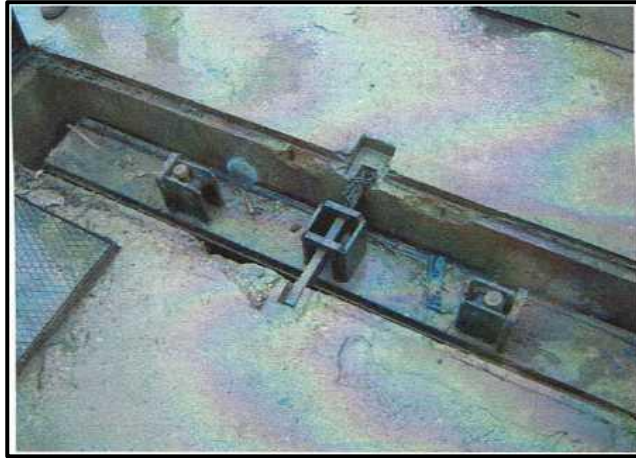


Figure 09 : SP Khemis Et - Batardeaux amont des filtres



Figure 10 : SP Khemis II - Vanne murale et filtre à bande



Figure 11 : Filtre à bande en cours de réhabilitation

- **Les groupes de pompage :**

La station de pompage est équipée de six groupes de 900 l/s et trois groupes de 450 l/s.

Lors de la visite de février 2005, cinq des groupes étaient notés comme «en panne» ; Trois de 900 l/s et deux de 450 l/s ; Cette mention ne concerne que les pompes (paliers, arbres, roues).

Les moteurs datent de 1972 ; une révision sérieuse est donc à faire (boîte à borne, bobinage).

La lubrification des paliers était prévue à l'origine à partir d'un forage ; Ce dernier a été réalisé mais n'a jamais été connecté ; La lubrification se fait donc maintenant à partir de l'eau brute.



Figure 12 : SP Khemis II - Salle des pompes

Seules les pompes sont neuves alors tous les autres composants sont d'origine. Cette station rencontre de nombreux problèmes d'exploitation dus aux paliers hydrolub et des démontages fréquents (tous les 45 jours environ) sont nécessaires. En fait il semblerait que les démarrages se fassent sans qu'il y ait eu arrosage préalable des paliers et avec de l'eau qui ne soit pas absolument exemptes de particules. Or ce type de palier, si l'on veut garantir une durée de vie satisfaisante, et limiter les démontages, doivent impérativement (contrairement à ce qui est dit dans les publicités) être arrosés avec de l'eau propre.



Figure 13 : SP Khemis II - Lubrification des paliers à l'eau brute

Enfin les exploitants rencontrent des problèmes au démontage des pompes de 450 l/s dont les accouplements sont à bout filetés et donc très difficiles à démonter.

- **La conduite de refoulement, sa robinetterie et protection anti-bélier :**

Certains groupes de pompage sont munis de vannes papillon et d'autres de vannes opercule, mais ces dernières ne s'ouvrent pas ou difficilement si la différence de pression est trop forte.

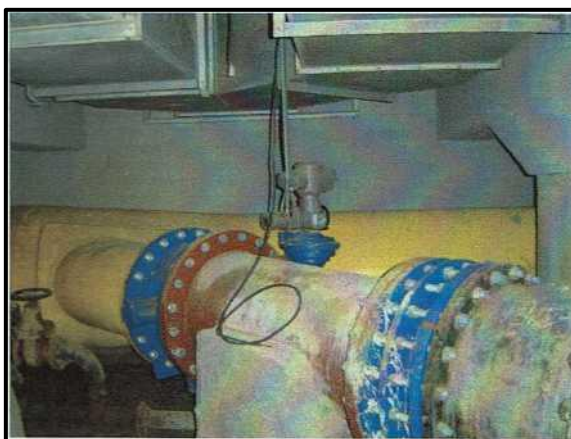


Figure 14 : SP Khemis II - Robinetterie avec vanne papillon

Un débitmètre à ultrason simple tir est installé sur chacune des deux conduites de refoulement, à l'aval d'un coude et à seulement 2 ou 3 diamètres de ce dernier, ce qui est très insuffisant pour assurer une mesure fiable et répétitive.

Dans les deux cas la mesure obtenue ne peut en aucun cas être assez précise et répétitive.



Figure 15 : SP Khemis II - Ensemble de ballons anti-bélier

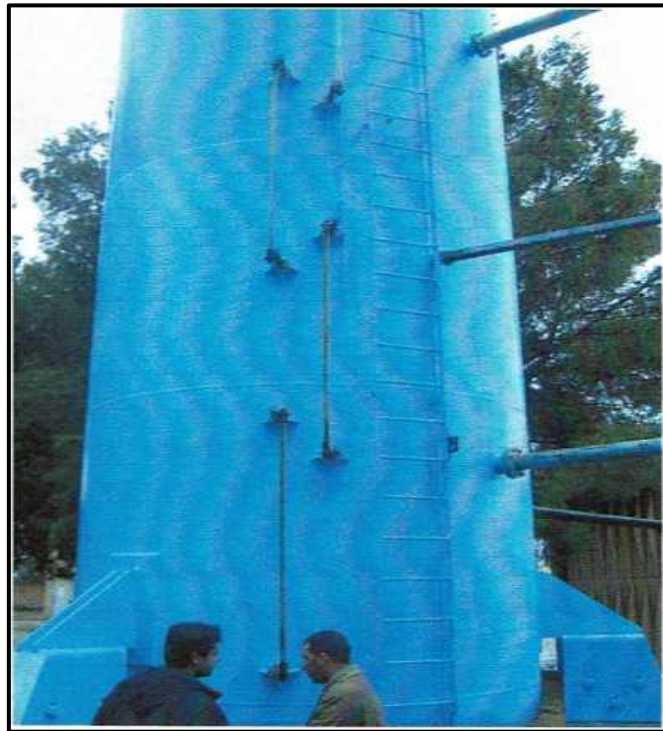


Figure 16 : SP Khemis II - Mesures de niveau sur les réservoirs anti-bélier

- **La partie électrique et les automatismes :**

Le démarrage des groupes se fait sur auto-transfo.

Deux transfos de 8000 KVA alimentant l'ensemble de la station.

A l'origine ils étaient couplés en parallèle ; actuellement chacun d'entre eux alimente la moitié de la station (séparée en nombres pairs et impairs).

Un des transformateurs principaux a rencontré de nombreux problèmes électriques ce qui a entraîné la modification du circuit de puissance par l'exploitant ; les transformateurs qui étaient auparavant en parallèle sont aujourd'hui séparés au niveau du jeu de barre.

Un superviseur permet la surveillance en temps réel de tous les paramètres de fonctionnement de la station.



Figure 17 : SP Khemis II – Superviseur

- **Fonctionnement :**

Cette station de pompage de prise, au contraire des deux autres du projet, fonctionne en refoulement distribution. Cette méthode fonctionne parfaitement si la ressource est suffisante. Si ce n'est pas le cas, le réservoir de régulation peut se vider et les pompes fonctionnent très à droite de leur courbe c'est-à-dire dans des conditions de cavitation plus ou moins prononcées. Ainsi, plusieurs fois, des roues de pompes ont-elles été détruites en même temps que de fortes vibrations étaient observées sur les groupes.



Figure 18 : SP Khemis II - Exemple de dégât sur une roue de pompe suite à un Fonctionnement en cavitation

Normalement la détection de niveau trop bas dans le réservoir, ou de pression trop basse sur la conduite de refoulement auraient dû entraîner l'arrêt des groupes et l'exploitant aurait dû engager un processus de fermeture sectorielle des réseaux de façon à adapter la distribution à la ressource.

Cette procédure n'a pas pu être appliquée et l'exploitant considère qu'elle serait difficilement mise en place si de nouvelles périodes de pénurie d'eau devaient apparaître. Des solutions sont donc à envisager pour éviter que de telles dégradations sur les équipements.

- **Génie civil de la station de pompage de Khemis II :**

De façon générale le Génie civil est en bon état :

Stabilité de l'ouvrage : les récents changements de pompes ont mis en évidence que les mouvements du Génie civil ont atteint 3 mm au maximum qui ont été compensés au niveau des pompes. Ces mouvements sont normaux pour un tel bâtiment.

Localement il apparaît quelques éclatements du béton avec un début de corrosion des armatures.

Tassement du remblai tout autour de l'ouvrage : ce tassement est normal compte tenu de la profondeur de l'ouvrage et de son mode de réalisation.

- **Le schéma hydraulique des stations de reprise :**

Les cinq stations de reprise sont toutes bâties sur le même modèle et avec les mêmes composantes hydrauliques et électriques :

- 4 ou 6 pompes à volute verticalisée avec moteur en chandelle. La ventilation du moteur se fait par extraction directe vers l'extérieur.
- Clapet Mannesmann et vanne papillon motorisée.
- Vanne générale mais pas de mesure de débit.
- Equipements électriques de puissance en cellule ouverte, Démarreurs électrolytiques.
- Automatisation par relais électromagnétiques en cellule ouverte.
- Protection anti-bélier par réservoir d'air (un dans chaque station sauf deux pour Sidi Lakhdar).

Les commentaires qui peuvent être fait sur ces équipements sont les suivants :

- La partie électromécanique des stations est très bien conçue et réalisée. Le choix du type de pompe avec moteurs verticalisé donne une garantie quasi certaine d'un redémarrage sans beaucoup d'autres conséquences que quelques ajustements, remplacement de paliers ou roulement comme dans tous les cas ou des groupes n'ont pas fonctionnées de nombreuses années.
- La partie électrique a été curieusement réalisée en cellules complètement ouvertes. Ces dernières sont donc très poussiéreuses. Si ceci ne doit pas entraîner beaucoup de conséquences pour le matériel de puissance (bien qu'une intervention soit nécessaire ne serait-ce que pour la sécurité du personnel), il ne doit pas en être de même pour la partie automatisation. Il est en effet à craindre des incidents en cascade au niveau des relais. Plutôt qu'un nettoyage difficile et sans garantie à long terme il serait plus intéressant de remplacer complètement le relai classique par un automate.
- Enfin des aménagements sont à réaliser comme par exemple la suppression des démarreurs électrolytiques, la mise en place d'un suivi du niveau dans les ballons anti-bélier et d'un débitmètre. Ces derniers équipements sont absolument indispensables dans un fonctionnement à basse pression pour la mise en place d'une régulation mano-débitmétrique.



Figure 19 : SR - exemple de disposition des groupes de pompage



Figure 20 : SR -Matériel électrique BT en cellules ouvertes



Figure 21 : SR - Automatisme en cellules ouvertes

- **Bassins d'alimentation des stations de reprise :**

Structure : ce sont des cuves rectangulaires en Béton armé de volume: 3650 m³ Le constat de l'état des ouvrages est jugé bon.

III-5-4 : Orientations pour la programmation des travaux (Mission B)

La réhabilitation engagée est très importante et un bilan sur les résultats de cette dernière ne pourra être fait qu'une fois tous les équipements réceptionnés et que les essais en charge auront été faits.

Les réhabilitations conseillées dans le présent dossier intéressent donc essentiellement les équipements annexes, qui sont presque tous communs aux trois stations de prise qui doivent pouvoir présenter la même sécurité pour les personnes comme la même facilité d'exploitation.

III-5-4-1 : Aménagement des prises

Amélioration de la sécurité du personnel au niveau des dégrilleurs.

Un système de batardeau est à mettre place à Khemis II.

III-5-4-2 : Arrosage des paliers

Cela concerne toutes les pompes dont les paliers nécessitent un arrosage. Mise en place d'une production d'eau propre.

III-5-4-3 : Vannes papillon

Remplacement progressif des vannes opercule par des vannes papillon motorisées.

III-5-4-4 : Interventions sur les réservoirs anti béliers

- Mettre en place une mesure de niveau continue
- Utiliser cette mesure pour assurer le fonctionnement automatique des compresseurs
- Remplacer toutes les conduites rouillées, lorsqu'il y en a
- Remplacer le clapet à l'entrée des réservoirs (lorsqu'ils existent) par un clapet moderne et rapide du type Clasar.

III-5-4-5 : Mesure de débit

Installation à modifier selon les conclusions du diagnostic

III-5-4-6 : Télésurveillance- Télégestion

Investissement à moyen terme dans un contexte de croissance des superficies irriguées

III-5-4-7 : Cas particulier du fonctionnement en refoulement-distribution de la station

KhemisII

Etude des solutions envisageables, Estimation des coûts et de leur rentabilité

Chapitre III

III-5-4-8: Stations de reprise

Elles constituent un des équipements qui permettra dans le futur d'assurer la qualité du service de l'eau en volume et pression garantie.

La définition des équipements selon différentes hypothèses d'évolution est liée à la définition détaillée des adaptations et renforcements à réaliser selon une approche préliminaire présentée au paragraphe précédent.

III-5-4-9 : Fiches diagnostic des stations de pompages

Tableau III-5-1 :

Station Principale Khemis II			
Désignation	Degré	Observation	Proposition
Entrée	2	L'inexistence du seuil de dérivation	Pris en charge dans le cadre Deurdeur.
Grilles/dégrilleurs	2	Dégrilleurs neufs, problème d'exploitation	A réparer.
Vannes / Batardeaux	3	Problème d'étanchéité	A remplacer
Filtres rotatifs	1	Rénovation complète en cours	Récemment installés.
Pompe (5+1 * 0.9 m3/s + 3 * 0.45 m3/s)	2	Deux pompes neuves récemment installées - Paliers lubrifiés à l'eau brute 3 Pompes (2*4501/s et 1 *9001/s) sont neuves.	A remplacer le reste des pompes
Moteur (1570 et 760 kW)	2	Moteurs datant de 1972 - Plusieurs sont en panne et présentent un problème de vibration	A réviser
Robinetterie	3	Certains groupes avec vannes papillon difficiles à ouvrir ou vannes opercules obsolètes	Remplacer toutes les vannes par papillon motorisé
Tuyauterie	2	Remise en état	Brossage et peinture
Mesure de débit	2	Débitmètre ultrasons Présentant un problème d'étalonnage.	

Chapitre III

Pont roulant	1	En bon état	
Protection anti bélier	2	Compresseurs automatiques, mesure de niveau pose un problème de colmatage des indicateurs des niveaux	A remplacer et à entretenir.
Matériel électrique HT	1	Matériel neuf	
Transformateurs (2 *8000 kVA)	2		Maintenir la révision et l'entretien.
Matériel électrique BT	1	Matériel neuf (en cours installation et tests)	
Équipements télé contrôle	1	Matériel neuf (en cours installation et tests)	

Tableau III-5-2 :

Ouvrages des réducteurs de pression aval sur branche principale du Secteur Ouest			
Désignation	Degré	Observation	Proposition
Équipement Hydromécanique	1	vannes diamètre 1000 mm sur conduite principale Vanne sur by pass diamètre 500mm Génie civil en bon état	Manœuvre périodique des vannes. Entretien.
Chambre pour réducteur de pression aval	2	non fonctionnelle les réducteurs de pression sont bloqués en position ouverte. Deux appareils réducteurs de pression diamètre 1000mm et un appareil sur le by pass de diamètre 500mm Génie civil de dimension insuffisante	GC non compatible avec l'équipement existant, à reprendre.

Conclusion :

A travers ce chapitre on a présenté l'ensemble des équipements formant le système d'irrigation du périmètre du Haut Chélif (Rive gauche) 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 convenable .

Chapitre IV :
BESOINS EN EAU DES
CULTURES

Chapitre IV: Besoins en eau du périmètre

IV-1) Introduction

En terme général, les besoins en eau d'une culture équivalent au niveau d'évapotranspiration nécessaire à sa croissance optimale.

Il est nécessaire d'évaluer les besoins en eau d'une culture, afin de déterminer les volumes d'eau à apporter par l'irrigation au cours de la saison de croissance en se basant sur information définies dans les chapitres précédents tels que : les conditions climatiques, systèmes agronomiques, l'intensité culturale, potentialités des sols.

IV-2) Calcul des besoins en eau

Les besoins en eau des cultures sont loin d'être régulier durant toute la période végétative. Ils dépendent des échanges radiants (énergie solaire) et la turbulence de l'atmosphère qui sont deux phénomènes liés directement aux conditions climatiques (températures, précipitation, l'humidité de l'air, vitesse de vent, durée d'exploitation au soleil, ...).

Le calcul des volumes d'eau à apporter par irrigation est réalisé en effectuant période pour chaque stade végétatif le bilan hydrique suivant :

$$B_i = ETM - (P_{eff} + RFU_{i-1}). \dots\dots\dots (IV.1)$$

Où :

- **ETM**: est l'évapotranspiration potentielle de référence en mm, elle est égale a $ET_0 * K_c$
- **K_c** : le coefficient culturel de la culture considérée.
- **P_{eff}** : est la pluie efficace.
- **RU** : La réserve utile.

IV-3) Evaluation des besoins en eau des cultures

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 ou pédologiques de la région.

La culture des besoins d'irrigation repose sur un bilan hydrique, qui exprime la différence entre les besoins en eau qui sont estimé en deux phases.

IV-3-1 L'évapotranspiration

L'évapotranspiration est un phénomène complexe intégrant à la fois l'évaporation de l'eau du sol (phénomène physique) et la transpiration de la couverture végétale (phénomène physiologique). Cette quantité est généralement exprimée par unité de surface et par unité de temps, $m^3/ha/jour$, en $m^3/ha/mois$, ou en $m^3/ha/an$. Bien entendu, l'évapotranspiration peut également s'écrire en $mm/jours$ ou par mois ou par an.

IV-3-2 L'évapotranspiration de référence

Elle est définie comme l'ensemble des pertes en eau d'un couvert végétal abondant " le niveau d'évapotranspiration d'une surface importante d'un gazon, en croissance active, recouvrant complètement le sol et alimenté en eau de façon non restrictive ", ce dernier étant à la capacité au champ.

IV-3-3 L'évapotranspiration maximale

Pendant une période déterminée (jour, mois, cycle végétatif complet), chaque parcelle va prendre, par transpiration et évaporation directe, une certaine quantité d'eau appelée évapotranspiration réelle ETM : celle-ci pourra bien sûr être inférieur ou égal à ETP selon que les conditions de celle-ci sont réunies ou non.

- $ETM = ET_0 \times K_c$
- ET_0 : l'évapotranspiration de référence
- K_c : correspond au coefficient cultural, fonction de type de culture et de son état végétatif.

IV-4) Les méthodes d'évaluation de L'évapotranspiration

On distingue généralement deux (02) méthodes :

IV-4-1 Les méthodes directes :

- ✚ L'évapotranspiration ou cuve lysimétrique
- ✚ Le bac évaporant

IV-4-2 Les méthodes indirectes

Ces méthodes permettent de calcul l'ETP à partir de formules basées sur des paramètres climatiques.

Il existe des formules de calcul dont les principales sont:

- Prinstley- Taylor
- Makkink
- Turc
- Blaney – Cridle
- Thornthwaite
- Penman et Monteith modifiée.

-Formule Modifiée de Penman_Monteith

La formule la plus employée et recommandée par la FAO est la formule de Penman-Monteith modifiée, détaillée comme suit :

$$ETO = \frac{0,408 \Delta (Rn - G) + \gamma \frac{Cste}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma (1 + 0,34 u_2)}$$

Avec:

ETo : évapotranspiration de référence [mm jour-1],

Rn : rayonnement net à la surface de la culture [MJ m-2 jour-1],

G : densité de flux de chaleur dans le sol [MJ m-2 jour-1],

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

u2 : vitesse du vent à une hauteur de 2 m [m s-1],

es : pression de vapeur saturante [kPa],

ea : pression de vapeur réelle [kPa],

es-ea : déficit de pression de vapeur saturante [kPa],

D : pente de la courbe de pression de vapeur saturante [kPa °C-1],

g : constante psychrométrique [kPa °C-1].

Pour l'exécution des calculs, nous avons appliqué le logiciel CROPWAT, où nous avons introduit les données mensuelles de la station météorologique de Khemis:

- 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 m/s.

Chapitre IV

Les résultats de l'évapotranspiration de référence ET_0 calculés à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0 sont récapitulés dans le tableau ci-après

Tableau IV-4-1 : Calcul de l' ET_0 par le logiciel CROPWAT

Mois	Temp Min °C	Temp Max °C	Humidité %	Vent m/s	Insolation heures	Ray. MJ/m ² /jour	ET ₀ mm/mois
Janvier	4.0	13.0	70	1.2	4.4	8.4	35.33
Février	5.0	16.0	59	1.4	6.1	12.1	52.46
Mars	7.0	18.0	42	1.6	8.0	17.2	94.84
Avril	9.0	22.0	49	1.4	7.8	19.7	108.86
Mai	13.0	28.0	69	1.6	10.0	24.3	143.54
Juin	18.0	33.0	73	2.2	10.2	25.1	166.81
Juillet	22.0	37.0	80	2.3	11.7	26.9	195.42
Août	21.0	37.0	87	2.1	11.3	25.0	177.87
Septembre	18.0	32.0	77	1.8	10.0	20.6	134.79
Octobre	14.0	26.0	80	1.4	7.5	14.4	83.04
Novembre	11.0	19.0	75	1.2	5.6	9.9	48.45
Décembre	5.0	15.0	66	1.3	4.3	7.7	40.41
Moyenne	12.3	24.7	69	1.6	8.1	17.6	1281.81

IV-4-3 Estimation des coefficients cultureux (K_c)

Les valeurs du coefficient culturel (K_c) de chaque culture ont été ressorties selon les valeurs établies par Doorenbos (FAO, 2003), en fonction du stade végétatif de la plante, et du climat considéré :

Chapitre IV

Tableau IV-4-2 : Coefficients culturaux (Kc) des différentes cultures.

	blé/avoine	Orge	maïs	Luzerne	Ail/Oignon	P.terre (AS)	Tomate	Choux	Carotte	Haricot	petits pois	Concombre	olivier	Pécher	pommier
mois	Kc	Kc	Kc	Kc	Kc	Kc	Kc	Kc	Kc	Kc	Kc	Kc	Kc	Kc	Kc
Septembre								0,50	0,40	0,90			0,85	0,55	0,70
Octobre				0,65	0,50	0,50		0,70	0,70	0,85			0,85	0,55	0,70
Novembre	0,40			0,70	0,75	0,70		0,95	0,90				0,75	0,55	0,70
Décembre	0,70	0,30		0,80	0,95	0,95		0,80	0,70		0,50		0,65	0,75	0,70
Janvier	0,85	0,30		0,90	0,95	0,75					0,80		0,65	0,75	0,70
Février	0,95	0,50		0,95	0,75						1,00		0,65	0,75	0,70
Mars	1,05	0,50		1,05			0,50				0,95		0,65	0,75	0,80
Avril	1,00	0,90	0,55	1,15			0,85				0,50		0,65	0,55	0,85
Mai	0,80	0,95	0,90	1,00			1,15					0,38	0,65	0,55	0,85
Juin	0,45	0,70	1,15	0,70			0,85			0,50		0,57	0,80	0,55	0,70
Juillet			0,80							0,65		0,85	0,85	0,55	0,70
Août										0,95		0,85	0,85	0,55	0,70

Chapitre IV

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

On nomme réserve facilement utilisable (RFU), la quantité d'eau égale à (1/3) ou (2/3) de la réserve utile (RU), tel que :

$$\text{RFU} = (\text{hcc}-\text{hpf})/100 * \text{y} * \text{Z} * \text{da} \dots\dots\dots (\text{IV.2})$$

hcc : humidité à la capacité au champ

hpf : humidité au point de flétrissement

Z : profondeur racinaire

Y : coefficient qui dépend de la nature du sol

Da : densité apparente du sol

IV-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.
- De la vocation agro-alimentaire de la région.
- D'un aperçu sommaire sur les qualifications de la main d'œuvre actuelle.
- Des disponibilités des moyens de production.
- De la demande commerciale traduisant les profils des agriculteurs.

IV-5-1 Occupation des sols : Choix des scénarios

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.

Tableau IV-5-1 : Scénarios d'occupation du sol par l'ensemble de l'exploitation du périmètre

Scénario	Céréales %	Fourrages %	Maraichage %	Arboriculture %	Total %
1	70	15	10	5	100
2	45	10	35	10	100
3	35	15	40	10	100
4	25	20	40	15	100

Chapitre IV

Dans notre cas, on propose le scénario 3 qui est relativement équilibré entre les cultures en plein champs et les cultures maraichères.

Tableau IV-5-2: Système de cultures proposées à la zone d'Ain defla.

Cultures	
Céréaliculture	Blé dur
	Blé tendre
	Orge grain
Cultures fourragères	Orgeenvert
	Luzerne
	Maïsfourrager
	Avoine
Légumes secs	Fèvesèche
Maraîchage	Pomme de terre saison
	Pomme de terre arrière-saison
	Tomate
	Oignon sec
	Oignonvert
	Ail
	Melon
	Carotte
	Piment
	Petit pois
	Chou vert
Cultures arboricoles à pépins	Vigne
Cultures arboricoles à noyaux	Olivier (pleine production)

IV-5-2 Assolements des cultures

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

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

La rotation culturale est un élément important du maintien ou de l'amélioration de la fertilité des sols et donc un atout pour l'augmentation des rendements.

Chapitre IV

Tableau IV-5-3: Assolement proposé pour le périmètre d'étude.

Assolement 1	Assolement 2
Blé – Avoine	Orgeenvert
Mais	Orge grain
Luzerne/Avoine	Blé
Ail + Oignonvert	Tomate
Pomme de terre	Haricot (s)
Tomate	Ail + Oignonvert
Choux	Petitspois
Carotte	Concombre
Arboriculture pommier+olivier	Arboriculture pecher+olivier

Le cycle végétatif des cultures envisagées est détaillé dans le tableau

Tableau IV-5-4 : le cycle végétatif des cultures envisagées

Culture	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fevr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout
BLE / AVOINE			←—————→									
ORGE GRAIN		←—————→										
ORGE EN VERT		←—————→										
MAIS								←—————→				
TOMATE								←—————→				
P DE TERRE AR SAIS		←—————→										
LUZERNE		←—————→										
OIGNON / AIL		←—————→										
CHOUX	←—————→											
CAROTTE	←—————→											
HARICOT	←————→										←————→	
COMCOMBRE									←————→			
PETIT POIS				←————→								
Vigne	←————→											
OLIVIER	←————→											

Chapitre IV

IV-5-3 Calcul des besoins en eau des cultures

Les besoins en eau de chaque culture sont détaillés comme suit :

Tableau IV-5-5 : Besoins en eau du blé

blé/avoine											
mois	P moy	P80%	Peff	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THE O	RFU réelle	KC	ETM	Bi (mm)	q (l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
Septembre	21	17.01	13.61	134.79		0.00			0.00	0	0.00
Octobre	34.3	27.78	22.22	83.04		0.00			0.00	0	0.00
Novembre	54.9	44.47	35.58	48.45	0.3	30.80	0.00	0.40	19.38	0.00	0.00
Décembre	60.3	48.84	39.07	40.41	0.5	51.33	10.27	0.70	28.29	0.00	0.00
Janvier	57.5	46.58	37.26	35.33	0.5	51.33	17.11	0.85	30.03	0.00	0.00
Février	55.6	45.04	36.03	52.46	0.6	61.60	17.11	0.95	49.84	0.00	0.00
Mars	43.5	35.24	28.19	94.84	0.6	61.60	20.53	1.05	99.58	50.86	0.33
Avril	35.2	28.51	22.81	108.86	0.6	61.60	20.53	1.00	108.86	65.52	0.42
Mai	27.1	21.95	17.56	143.54	0.6	61.60	0.00	0.80	114.83	97.27	0.63
Juin	9.2	7.45	5.96	166.81	0.6	61.60	0.00	0.45	75.06	69.10	0.45
Juillet	3.6	2.29	1.83	195.42		0.00			0.00	0.00	0.00
Août	5.6	4.54	3.63	177.87		0.00			0.00	0.00	0.00

Tableau IV-5-6 : besoins en eau des maïs vert

Maïs vert											
mois	P moy	P80%	Peff	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi (mm)	q (l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
Septembre	21	17.01	13.61	134.79		0.00			0.00	0	0
Octobre	34.3	27.78	22.22	83.04		0.00			0.00	0	0
Novembre	54.9	44.47	35.58	48.45		0.00	0.00		0.00	0	0
Décembre	60.3	48.84	39.07	40.41		0.00	0.00		0.00	0	0
Janvier	57.5	46.58	37.26	35.33		0.00	0.00		0.00	0	0
Février	55.6	45.04	36.03	52.46		0.00	0.00		0.00	0	0
Mars	43.5	35.24	28.19	94.84		0.00	0.00		0.00	0	0
Avril	35.2	28.51	22.81	108.86	0.6	61.60	0.00	0.55	59.87	37.07	0.24
Mai	27.1	21.95	17.56	143.54	0.8	82.13	0.00	0.9	129.19	111.63	0.72
Juin	9.2	7.45	5.96	166.81	1	102.67	0.00	1.25	208.51	202.55	1.31
Juillet	3.6	2.29	1.83	195.42	1	102.67		0.8	156.34	154.50	1.00
Août	5.6	4.54	3.63	177.87		0.00			0.00	0	0

Chapitre IV

Tableau IV-5-7 : besoins en eau de l'orge en grain

l'orge en grain											
mois	P moy	P80%	Peff	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi (mm)	q (l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
Septembre	21	17.01	13.61	134.79		0.00			0.00	0	0
Octobre	34.3	27.78	22.22	83.04		0.00			0.00	0	0
Novembre	54.9	44.47	35.58	48.45		0.00	0.00		0.00	0	0
Décembre	60.3	48.84	39.07	40.41	0.30	30.80	0.00	0.30	12.12	0	0
Janvier	57.5	46.58	37.26	35.33	0.50	51.33	10.27	0.30	10.60	0	0
Février	55.6	45.04	36.03	52.46	0.50	51.33	17.11	0.50	26.23	0	0
Mars	43.5	35.24	28.19	94.84	0.60	61.60	17.11	0.50	47.42	2.12	0.01
Avril	35.2	28.51	22.81	108.86	0.60	61.60	20.53	0.90	97.97	54.63	0.35
Mai	27.1	21.95	17.56	143.54	0.60	61.60	0.00	0.95	136.36	118.80	0.77
Juin	9.2	7.45	5.96	166.81	0.60	61.60	0.00	0.70	116.77	110.81	0.72
Juillet	3.6	2.29	1.83	195.42		0.00			0.00	0	0
Août	5.6	4.54	3.63	177.87		0.00			0.00	0	0

Tableau IV-5-8 : besoins en eau de l'orge en vert

l'orge en vert											
mois	P moy	P80%	Peff	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi (mm)	q (l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
Septembre	21	17.01	13.61	134.79		0.00			0.00	0	0
Octobre	34.3	27.78	22.22	83.04		0.00			0.00	0	0
Novembre	54.9	44.47	35.58	48.45	0.30	30.80	0.00	0.30	14.54	0	0
Décembre	60.3	48.84	39.07	40.41	0.50	51.33	10.27	0.30	12.12	0	0
Janvier	57.5	46.58	37.26	35.33	0.50	51.33	17.11	0.50	17.67	0	0
Février	55.6	45.04	36.03	52.46	0.60	61.60	17.11	0.50	26.23	0	0
Mars	43.5	35.24	28.19	94.84	0.60	61.60	20.53	1.00	94.84	46.11	0.30
Avril	35.2	28.51	22.81	108.86	0.60	61.60	20.53	0.95	103.42	60.08	0.39
Mai	27.1	21.95	17.56	143.54	0.60	61.60	0.00	0.60	86.12	68.56	0.44
Juin	9.2	7.45	5.96	166.81		0.00	0.00		0.00	0	0
Juillet	3.6	2.29	1.83	195.42		0.00			0.00	0	0
Août	5.6	4.54	3.63	177.87		0.00			0.00	0	0

Chapitre IV

Tableau IV-5-9 : besoins en eau de Luzerne

Luzerne											
mois	P moy	P80%	Peff	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi (mm)	q (l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
Septembre	21	17.01	13.61	134.79		0.00			0.00	0	0
Octobre	34.3	27.78	22.22	83.04	0.40	41.07		0.65	53.98	31.75	0.21
Novembre	54.9	44.47	35.58	48.45	0.70	71.87	13.69	0.70	33.92	0	0
Décembre	60.3	48.84	39.07	40.41	0.90	92.40	23.96	0.80	32.33	0	0
Janvier	57.5	46.58	37.26	35.33	1.00	102.67	30.80	0.90	31.80	0	0
Février	55.6	45.04	36.03	52.46	1.20	123.20	34.22	0.95	49.84	0	0
Mars	43.5	35.24	28.19	94.84	1.20	123.20	41.07	1.05	99.58	30.32	0.20
Avril	35.2	28.51	22.81	108.86	1.20	123.20	41.07	1.15	125.19	61.31	0.40
Mai	27.1	21.95	17.56	143.54	1.20	123.20	0.00	1.00	143.54	125.98	0.82
Juin	9.2	7.45	5.96	166.81	1.20	123.20	0.00	0.80	133.45	127.49	0.83
Juillet	3.6	2.29	1.83	195.42		0.00			0.00	0	0
Août	5.6	4.54	3.63	177.87		0.00			0.00	0	0

Tableau IV-5-10 : besoins en eau de l'ognon/ail

l'ognon/ail											
mois	P moy	P80%	Peff	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi (mm)	q (l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
Septembre	21	17.01	13.61	134.79		0.00			0.00	0.00	0.00
Octobre	34.3	27.78	22.22	83.04	0.40	41.07		0.50	41.52	19.30	0.12
Novembre	54.9	44.47	35.58	48.45	0.40	41.07	13.69	0.75	36.34	0.00	0.00
Décembre	60.3	48.84	39.07	40.41	0.40	41.07	13.69	0.95	38.39	0.00	0.00
Janvier	57.5	46.58	37.26	35.33	0.40	41.07	13.69	0.95	33.56	0.00	0.00
Février	55.6	45.04	36.03	52.46	0.40	41.07	13.69	0.75	39.35	0.00	0.00
Mars	43.5	35.24	28.19	94.84		0.00	13.69		0.00	0.00	0.00
Avril	35.2	28.51	22.81	108.86		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Mai	27.1	21.95	17.56	143.54		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Juin	9.2	7.45	5.96	166.81		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Juillet	3.6	2.29	1.83	195.42		0.00			0.00	0.00	0.00
Août	5.6	4.54	3.63	177.87		0.00			0.00	0.00	0.00

Chapitre IV

Tableau IV-5-11 : besoins en eau de la pomme de terre

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)								
Septembre	21	17.01	13.61	134.79		0.00			0.00	0.00	0.00
Octobre	34.3	27.78	22.22	83.04	0.40	41.07		0.50	41.52	19.30	0.12
Novembre	54.9	44.47	35.58	48.45	0.60	61.60	13.69	0.70	33.92	0.00	0.00
Décembre	60.3	48.84	39.07	40.41	0.60	61.60	20.53	0.95	38.39	0.00	0.00
Janvier	57.5	46.58	37.26	35.33	0.60	61.60	20.53	0.75	26.50	0.00	0.00
Février	55.6	45.04	36.03	52.46		0.00	20.53		0.00	0.00	0.00
Mars	43.5	35.24	28.19	94.84		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Avril	35.2	28.51	22.81	108.86		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Mai	27.1	21.95	17.56	143.54		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Juin	9.2	7.45	5.96	166.81		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Juillet	3.6	2.29	1.83	195.42		0.00			0.00	0.00	0.00
Août	5.6	4.54	3.63	177.87		0.00			0.00	0.00	0.00

Tableau IV-5-12 : besoins en eau de la tomate

Tomate											
mois	P moy	P80%	Peff	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi (mm)	q (l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
Septembre	21	17.01	13.61	134.79		0.00			0.00	0.00	0.00
Octobre	34.3	27.78	22.22	83.04		0.00			0.00	0.00	0.00
Novembre	54.9	44.47	35.58	48.45		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Décembre	60.3	48.84	39.07	40.41		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Janvier	57.5	46.58	37.26	35.33		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Février	55.6	45.04	36.03	52.46		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Mars	43.5	35.24	28.19	94.84	0.70	71.87	0.00	0.50	47.42	19.23	0.12
Avril	35.2	28.51	22.81	108.86	0.90	92.40	23.96	0.85	92.53	45.77	0.30
Mai	27.1	21.95	17.56	143.54	1.20	123.20	0.00	1.15	165.07	147.51	0.96
Juin	9.2	7.45	5.96	166.81	1.20	123.20	0.00	0.85	141.79	135.83	0.88
Juillet	3.6	2.29	1.83	195.42		0.00			0.00	0.00	0.00
Août	5.6	4.54	3.63	177.87		0.00			0.00	0.00	0.00

Chapitre IV

Tableau IV-5-13 : besoins en eau des choux

Choux											
mois	P moy	P80%	Peff	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi (mm)	q (l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
Septembre	21	17.01	13.61	134.79	0.30	30.80		0.50	67.40	53.79	0.35
Octobre	34.3	27.78	22.22	83.04	0.40	41.07		0.70	58.13	35.90	0.23
Novembre	54.9	44.47	35.58	48.45	0.50	51.33	13.69	0.95	46.03	0.00	0.00
Décembre	60.3	48.84	39.07	40.41	0.60	61.60	17.11	0.80	32.33	0.00	0.00
Janvier	57.5	46.58	37.26	35.33		0.00	20.53		0.00	0.00	0.00
Février	55.6	45.04	36.03	52.46		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Mars	43.5	35.24	28.19	94.84		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Avril	35.2	28.51	22.81	108.86		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Mai	27.1	21.95	17.56	143.54		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Juin	9.2	7.45	5.96	166.81		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Juillet	3.6	2.29	1.83	195.42		0.00			0.00	0.00	0.00
Août	5.6	4.54	3.63	177.87		0.00			0.00	0.00	0.00

Tableau IV-5-14 : besoins en eau de la carotte

Carotte											
mois	P moy	P80%	Peff	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi (mm)	q (l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
Septembre	21	17.01	13.61	134.79	0.30	30.80		0.40	53.92	40.31	0.26
Octobre	34.3	27.78	22.22	83.04	0.40	41.07	10.27	0.70	58.13	25.64	0.17
Novembre	54.9	44.47	35.58	48.45	0.50	51.33	13.69	0.90	43.61	0.00	0.00
Décembre	60.3	48.84	39.07	40.41	0.70	71.87	17.11	0.70	28.29	0.00	0.00
Janvier	57.5	46.58	37.26	35.33		0.00	23.96		0.00	0.00	0.00
Février	55.6	45.04	36.03	52.46		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Mars	43.5	35.24	28.19	94.84		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Avril	35.2	28.51	22.81	108.86		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Mai	27.1	21.95	17.56	143.54		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Juin	9.2	7.45	5.96	166.81		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Juillet	3.6	2.29	1.83	195.42		0.00			0.00	0.00	0.00
Août	5.6	4.54	3.63	177.87		0.00			0.00	0.00	0.00

Chapitre IV

Tableau IV-5-15 : besoins en eau d'haricot

Haricot											
mois	P moy	P80%	Peff	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi(mm)	q(l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
Septembre	21	17.01	13.61	134.79	0.70	71.87	0.00	0.90	121.31	107.70	0.70
Octobre	34.3	27.78	22.22	83.04	0.70	71.87	23.96	0.85	70.58	24.40	0.16
Novembre	54.9	44.47	35.58	48.45		0.00	23.96		0.00	0.00	0.00
Décembre	60.3	48.84	39.07	40.41		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Janvier	57.5	46.58	37.26	35.33		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Février	55.6	45.04	36.03	52.46		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Mars	43.5	35.24	28.19	94.84		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Avril	35.2	28.51	22.81	108.86		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Mai	27.1	21.95	17.56	143.54		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Juin	9.2	7.45	5.96	166.81	0.50	51.33	0.00	0.50	83.41	77.45	0.50
Juillet	3.6	2.29	1.83	195.42	0.50	51.33	17.11	0.65	127.02	108.08	0.70
Août	5.6	4.54	3.63	177.87	0.70	71.87	17.11	0.95	168.98	148.23	0.96

Tableau IV-5-16 : besoins en eau du petit pois

Petit pois											
mois	P moy	P80%	Peff	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi (mm)	q (l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
Septembre	21	17.01	13.61	134.79		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Octobre	34.3	27.78	22.22	83.04		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Novembre	54.9	44.47	35.58	48.45		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Décembre	60.3	48.84	39.07	40.41	0.40	41.07	0.00	0.50	20.21	0.00	0.00
Janvier	57.5	46.58	37.26	35.33	0.70	71.87	13.69	0.80	28.26	0.00	0.00
Février	55.6	45.04	36.03	52.46	0.70	71.87	23.96	1.00	52.46	0.00	0.00
Mars	43.5	35.24	28.19	94.84	0.70	71.87	23.96	0.95	90.10	37.95	0.25
Avril	35.2	28.51	22.81	108.86	0.70	71.87	0.00	0.50	54.43	31.62	0.20
Mai	27.1	21.95	17.56	143.54		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Juin	9.2	7.45	5.96	166.81		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Juillet	3.6	2.29	1.83	195.42		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Août	5.6	4.54	3.63	177.87		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00

Chapitre IV

Tableau IV-5-17 : besoins en eau du concombre

Concombre											
mois	P moy	P80%	Peff	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi (mm)	q (l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
Septembre	21	17.01	13.61	134.79		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Octobre	34.3	27.78	22.22	83.04		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Novembre	54.9	44.47	35.58	48.45		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Décembre	60.3	48.84	39.07	40.41		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Janvier	57.5	46.58	37.26	35.33		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Février	55.6	45.04	36.03	52.46		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Mars	43.5	35.24	28.19	94.84		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Avril	35.2	28.51	22.81	108.86		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
Mai	27.1	21.95	17.56	143.54	0.40	41.07	0.00	0.38	54.55	36.99	0.24
Juin	9.2	7.45	5.96	166.81	0.45	46.20	13.69	0.57	95.08	75.43	0.49
Juillet	3.6	2.29	1.83	195.42	0.50	51.33	15.40	0.85	166.11	148.88	0.96
Août	5.6	4.54	3.63	177.87	0.60	61.60	17.11	0.85	151.19	130.45	0.84

Tableau IV-5-18 : besoins en eau d'olivier

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)								
Septembre	21	17.01	13.61	134.79	1.50	154.00	0.00	0.85	114.57	100.96	0.65
Octobre	34.3	27.78	22.22	83.04	1.50	154.00	51.33	0.85	70.58	0.00	0.00
Novembre	54.9	44.47	35.58	48.45	1.50	154.00	51.33	0.75	36.34	0.00	0.00
Décembre	60.3	48.84	39.07	40.41	1.50	154.00	51.33	0.65	26.27	0.00	0.00
Janvier	57.5	46.58	37.26	35.33	1.50	154.00	51.33	0.65	22.96	0.00	0.00
Février	55.6	45.04	36.03	52.46	1.50	154.00	51.33	0.65	34.10	0.00	0.00
Mars	43.5	35.24	28.19	94.84	1.50	154.00	51.33	0.65	61.65	0.00	0.00
Avril	35.2	28.51	22.81	108.86	1.50	154.00	51.33	0.65	70.76	0.00	0.00
Mai	27.1	21.95	17.56	143.54	1.50	154.00	0.00	0.65	93.30	75.74	0.49
Juin	9.2	7.45	5.96	166.81	1.50	154.00	0.00	0.8	133.45	127.49	0.83
Juillet	3.6	2.29	1.83	195.42	1.50	154.00	0.00	0.85	166.11	164.28	1.06
Août	5.6	4.54	3.63	177.87	1.50	154.00	0.00	0.85	151.19	147.56	0.96

Chapitre IV

Tableau IV-5-19 : besoins en eau du pêcher

Pêche											
mois	P moy	P80%	Peff	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi (mm)	q (l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
Septembre	21	17.01	13.61	134.79	1.50	154.00	0.00	0.55	74.13	60.53	0.39
Octobre	34.3	27.78	22.22	83.04	1.50	154.00	51.33	0.55	45.67	0.00	0.00
Novembre	54.9	44.47	35.58	48.45	1.50	154.00	51.33	0.55	26.65	0.00	0.00
Décembre	60.3	48.84	39.07	40.41	1.50	154.00	51.33	0.75	30.31	0.00	0.00
Janvier	57.5	46.58	37.26	35.33	1.50	154.00	51.33	0.75	26.50	0.00	0.00
Février	55.6	45.04	36.03	52.46	1.50	154.00	51.33	0.75	39.35	0.00	0.00
Mars	43.5	35.24	28.19	94.84	1.50	154.00	51.33	0.75	71.13	0.00	0.00
Avril	35.2	28.51	22.81	108.86	1.50	154.00	51.33	0.55	59.87	0.00	0.00
Mai	27.1	21.95	17.56	143.54	1.50	154.00	0.00	0.55	78.95	61.39	0.40
Juin	9.2	7.45	5.96	166.81	1.50	154.00	0.00	0.55	91.75	85.79	0.56
Juillet	3.6	2.29	1.83	195.42	1.50	154.00	0.00	0.55	107.48	105.65	0.68
Août	5.6	4.54	3.63	177.87	1.50	154.00	0.00	0.55	97.83	94.20	0.61

Tableau IV-5-20 : besoins en eau du pommier

Pommier											
mois	P moy	P80%	Peff	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU réelle	KC	ETM	Bi (mm)	q (l/s/ha)
	(mm)		(mm)								
Septembre	21	17.01	13.61	134.79	1.50	154.00	0.00	0.70	94.35	80.75	0.52
Octobre	34.3	27.78	22.22	83.04	1.50	154.00	51.33	0.70	58.13	0.00	0.00
Novembre	54.9	44.47	35.58	48.45	1.50	154.00	51.33	0.70	33.92	0.00	0.00
Décembre	60.3	48.84	39.07	40.41	1.50	154.00	51.33	0.70	28.29	0.00	0.00
Janvier	57.5	46.58	37.26	35.33	1.50	154.00	51.33	0.70	24.73	0.00	0.00
Février	55.6	45.04	36.03	52.46	1.50	154.00	51.33	0.70	36.72	0.00	0.00
Mars	43.5	35.24	28.19	94.84	1.50	154.00	51.33	0.80	75.87	0.00	0.00
Avril	35.2	28.51	22.81	108.86	1.50	154.00	51.33	0.85	92.53	18.39	0.12
Mai	27.1	21.95	17.56	143.54	1.50	154.00	0.00	0.85	122.01	104.45	0.68
Juin	9.2	7.45	5.96	166.81	1.50	154.00	0.00	0.70	116.77	110.81	0.72
Juillet	3.6	2.29	1.83	195.42	1.50	154.00	0.00	0.70	136.79	134.96	0.87
Août	5.6	4.54	3.63	177.87	1.50	154.00	0.00	0.70	124.51	120.88	0.78

Chapitre IV

IV-6) Calcul du débit spécifique

Les débits spécifiques sont définis d'après les besoins en eau de chaque culture, évalués 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. Les débits spécifiques sont définis par la formule suivante :

$$q = \frac{B_m}{T \times t \times 3,6 \times K} \quad (\text{l/s/ha}) \quad \dots\dots\dots \text{(IV.3)}$$

B_m : Besoin mensuel maximum net, exprimé en m³/ha.

T : Temps d'irrigation par jour 22 heures.

t : Nombre de jours du mois d'irrigation, exprimée en jour égale à 26 J.

K : Coefficient d'efficacité globale du système d'irrigation ≈ 0.75.

IV-6-1 Calcul des besoins en eau pour les assolements

Tableau IV-6-1 : calcul des besoins en eau pour l'assolement 01proposé

	Sep	oct	Nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	aout
Blé/avoine	-	-	-	-	-	-	50.86	65.52	97.27	69.1	-	-
Mais	-	-	-	-	-	-	-	37.07	111.63	202.55	154.5	-
Luzerne	-	31.75	-	-	-	-	30.32	61.31	125.98	127.49	-	-
ognion/ail	-	19.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
pomme de terre AS	-	19.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Tomate	-	-	-	-	-	-	19.23	45.77	147.51	135.83	-	-
choux	53.79	35.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
carotte	40.31	25.64	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
olivier	100.96	-	-	-	-	-	-	-	75.74	127.49	164.28	147.56
pommier	80.75	-	-	-	-	-	-	18.39	104.45	110.81	134.96	120.88
Bnet (mm) TOTAL	275.81	131.89	0	0	0	0	100.41	228.06	662.58	773.27	453.74	268.44
Bbrut (mm) tot	367.75	175.85	0	0	0	0	133.88	304.08	883.44	1031.03	604.99	357.92

Chapitre IV

Tableau IV-6-2 : calcul des besoins en eau pour l'assolement 02proposé

	Sep	oct	Nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	aout
Blé/avoine	-	-	-	-	-	-	50.86	65.52	97.27	69.1	-	-
orge en vert				-	-	-	2.12	54.63	118.8	110.81	-	-
orge en grain	-	-	-	-	-	-	46.11	60.08	68.56	-	-	-
ognion/ail	-	19.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Tomate	-	-	-	-	-	-	19.23	45.77	147.51	135.83	-	-
haricot	107.7	24.4	-	-	-	-	-	-	-	77.45	108.08	148.23
petit pois	-	-	-	-	-	-	37.95	31.62	-	-	-	-
concombre	-	-	-	-	-	-	-	-	36.99	75.43	148.88	130.45
olivier	100.96	-	-	-	-	-	-	-	75.74	127.49	164.28	147.56
pecher	60.53	-	-	-	-	-	-	-	61.39	85.79	105.65	94.2
Bnet (mm) TOTAL	269.19	43.7	0	0	0	0	156.27	257.62	606.26	681.9	526.89	520.44
Bbrut (mm) tot	358.92	58.267	0	0	0	0	208.36	343.49	808.35	909.2	702.52	693.92

RQ : on a choisi l'assolement proposé 01 car c'est le plus exigeant point de vue besoin en eau total

Le mois de pointe c'est le mois de **Juin** avec un besoins total de **Bi net = 773.27mm**

C'est -à-dire Bi brut = **7732.7 m³/ha.**

$$q = \frac{773.27 \times 10^4}{22 \times 26 \times 3600 \times 0.75} = 5 \text{ l/s/ha} \dots\dots\dots \text{(IV.4)}$$

Cette valeur du débit spécifique est très importante donc il aura un risque de surdimensionnement, pour cela on a deux méthode pour estimer le débit spécifique :

- Prendre la moyenne des débits spécifiques de l'ensemble des cultures (pour les mois du pointe) ;
- Prendre en considération le débit spécifique de la culture la plus exigeante ;

Le débit spécifique de la culture la plus exigeante (celle du Maïs)

$$q = \frac{202.55 \times 10^4}{24 \times 30 \times 3600 \times 0.75} = 1.31 \text{ l/s/ha.}$$

Le débit spécifique moyen de est : **q = 1.31 l/s/ha.**

Chapitre IV

IV-7) Débit caractéristique

C'est le débit maximum que peut assurer le réseau d'irrigation. Il est égal à :

Q caractéristique = Qsp * surface (IV.5)

Surface = 9730 ha

Q caractéristique = $1.31 \times 9730 = 12746.3$ l/s.

Q caractéristique = 12746.3 l/s.

IV-8) Estimation des volumes d'eau d'irrigation

Le volume des besoins en eau égale le besoin de la culture en m³ multiplié par la surface de la culture.

On trouve les résultats pour l'assolement 01 (choisi).

Tableau IV-8-1 : Estimation des volumes d'eau d'irrigation

Les cultures	pourcentage dans le périmètre	surface de la culture	Besoin nette de la culture	les volumes des besoins en eau m ³
	%	Ha	m ³ /ha	
Blé/avoine	20	1 946	2 827.5	5 502 315.0
Mais	15	1 459.5	5 057.5	7 381 421.3
Luzerne	15	1 459.5	3 768.5	5 500 125.8
oignon/ail	10	973	139	135 247.0
p de terre AS	10	973	139	135 247.0
Tomate	7	681.1	3 483.4	2 372 543.7
choux	6	583.8	896.9	523 610.2
carotte	7	681.1	659.5	449 185.5
olivier	5	486.5	6 160.3	2 996 986.0
pommier	5	486.5	5 702.4	2 774 217.6
Somme = 27 770 899.0				
Bi brut = 37 027 865.3				

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 01 car c'est le plus exigeant.

Les besoins annuels d'irrigation sont de l'ordre de 37 030 000 m^3 , ils seront assurés à partir du barrage Deurdeur et Station de pompage Khemis II.

Chapitre V :
Etude du système
d'adduction-distribution

Chapitre V : Etude du système d'adduction-distribution

V-1) Introduction

Ce chapitre consiste à implanter et vérifier le tracé des conduites de telle sorte à assurer le meilleur fonctionnement du réseau collectif de distribution d'eau. La partie d'adduction constitue la base de conception de tout projet d'irrigation vue que l'efficacité et la bonne gestion de l'ensemble des systèmes d'irrigation en dépendent.

V-2) Organisation du périmètre

Le périmètre des Haut Chélif (secteur Zone EST) est divisé en plusieurs îlots d'irrigation. Le secteur Zone EST est organisé en 68 îlots, présentant chacun des surfaces variant de 19.5 ha à plus de 40 ha.

V-2-1 Îlots et bornes d'irrigation

L'îlot d'irrigation est par définition la plus petite entité hydraulique desservie par une borne d'irrigation. Pour éviter tout conflit entre agriculteurs, les limites des îlots d'irrigation sont celles des exploitations ou des parcelles, ou à défaut les limites facilement matérialisées sur terrain.

Afin de desservir plusieurs îlots (04 ou 06 au maximum) à partir de la même borne, cette dernière doit être implantée à la limite des petites exploitations. En matière de superficie et nombre de parcelles, les critères établis sont décrits ensuite :

- La taille maximale des îlots sera comprise entre 50 et 70 ha
- L'îlot présentera un maximum de 10 parcelles (pour un même îlot)

L'étude est conçue pour que la majorité des agriculteurs, puissent disposer d'une prise autonome et d'une pression suffisante, pour la pratique des techniques d'irrigation sous pression.

• Rôle et fonction de la borne d'irrigation

Chaque îlot sera équipé d'un ouvrage de desserte appelé borne d'irrigation, qui comporte une ou plusieurs sorties ou « prises » suivant le nombre d'arrosages qu'elle doit assurer simultanément. Chaque borne, et même chaque sortie, doit assurer toutes les fonctions d'une prise c'est-à-dire :

- ✓ Régler le débit, ou plus exactement le limiter au débit de l'îlot.
- ✓ Régler la pression et encaisser les suppressions accidentelles
- ✓ .Compter les volumes distribués par la prise

V-2-2 Calcul du débit aux bornes

Le débit de chaque borne pouvant desservir un ilot est formulé comme suit :

$$Q_b = q_s \cdot S \quad \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

Q_b : Débit de chaque ilot (l/s)

q_s : Débit spécifique (l/s/ha)

S : Superficie de l'ilot (ha)

V-2-2-1 Choix du diamètre et de type de la 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 ($S > 50$ ha) on prévoit des bornes de type C.

Pour les zones à grande exploitation :

- ✓ La borne se situe au centre de l'ilot ;
- ✓ 4prises sur les mêmes bornes.

Tableau V.2.1:Diamètres des bornes en fonction de débit fourni

Type	Débit fourni	Entrée	Sortie (prise)
Type A2	$Q < 40 \text{ m}^3/\text{h}$ (11.11) l/s	1 Entrée $\Phi 80,100$	2 Entrée $\Phi 65$
Type A4	$Q < 40 \text{ m}^3/\text{h}$ (11.11) l/s	2 Entrée $\Phi 80,100$	4 Entrée $\Phi 65$
Type B	$40 \text{ m}^3/\text{h}$ (11.11) l/s $< Q < 80 \text{ m}^3/\text{h}$ (22.22 l/s)	2 Entrée $\Phi 80,100,125$	2 Entrée $\Phi 100$
Type C	$Q > 80 \text{ m}^3/\text{h}$ (33.33 l/s)	2 Entrée $\Phi 80,100,125$	1 Entrée $\Phi 150$

Chapitre V

Tableau V.2.2: Calcul des débits des ilots et choix du diamètre et type de bornes

Ilot	Borne	Nbre de parcelles	Superficie ilot (ha)	Débit (l/s)	Matériel	Type de borne
S1	BG1	4	20	26.20	Fonte	A2
S2	BG2	4	21	27.51	Fonte	A2
S3	BG3	4	24	31.44	Fonte	A2
s4	BG4	7	33	43.23	Fonte	B
S5	BG5	4	32	41.92	Fonte	B
S6	BG6	4	31.5	41.27	Fonte	B
S7	BG7	4	23.5	30.79	Fonte	A2
S8	BG8	7	33.5	43.89	Fonte	B
S9	BG9	3	19.5	25.55	Fonte	A2
S10	BG10	6	36	47.16	Fonte	B
S11	BG11	6	34	44.54	Fonte	B
S12	BG12	5	25	32.75	Fonte	A2
S13	BG13	4	23	30.13	Fonte	A2
S14	BG14	4	21	27.51	Fonte	A2
S15	BG15	4	20	26.20	Fonte	A2
S16	BG16	4	22	28.82	Fonte	A2
S17	BG17	4	25	32.75	Fonte	A2
S18	BG18	7	34	44.54	Fonte	B
S19	BG19	5	33	43.23	Fonte	B
S20	BG20	6	32.5	42.58	Fonte	B
S21	BG21	4	24.5	32.10	Fonte	A2
S22	BG22	8	34.5	45.20	Fonte	B
S23	BG23	3	19.5	25.55	Fonte	A2
S24	BG24	6	37	48.47	Fonte	B
S25	BG25	7	35	45.85	Fonte	B
S26	BG26	4	26	34.06	Fonte	A2
S27	BG27	4	24	31.44	Fonte	A2
S28	BG28	4	21	27.51	Fonte	A2
S29	BG29	4	37	48.47	Fonte	B
S30	BG30	4	27	35.37	Fonte	A2
S31	BG31	9	38	49.78	Fonte	B
S32	BG32	3	28	36.68	Fonte	A2

Chapitre V

Suit Tableau V.2.2:

Ilot	Borne	Nbre de parcelles	Superficie ilot (ha)	Débit (l/s)	Matériel	Type de borne
S33	BG33	3	26	34.06	Fonte	A2
S34	BG34	5	34	44.54	Fonte	B
S35	BG35	4	31	40.61	Fonte	B
S36	BG36	4	33.5	43.89	Fonte	B
S37	BG37	7	36.5	47.82	Fonte	B
S38	BG38	4	40	52.40	Fonte	B
S39	BG39	4	19.5	25.55	Fonte	A2
S40	BG40	4	20	26.20	Fonte	A2
S41	BG41	4	21	27.51	Fonte	A2
S42	BG42	3	24	31.44	Fonte	A2
S43	BG43	4	26	34.06	Fonte	A2
S44	BG44	4	31	40.61	Fonte	B
S45	BG45	7	35	45.85	Fonte	B
S46	BG46	6	36	47.16	Fonte	B
S47	BG47	4	24	31.44	Fonte	A2
S48	BG48	4	21	27.51	Fonte	A2
S49	BG49	6	37	48.47	Fonte	B
S50	BG50	4	27	35.37	Fonte	A2
S51	BG51	8	38	49.78	Fonte	B
S52	BG52	4	28	36.68	Fonte	A2
S53	BG53	4	26	34.06	Fonte	A2
S54	BG54	6	34	44.54	Fonte	B
S55	BG55	4	31	40.61	Fonte	B
S56	BG56	4	33.5	43.89	Fonte	B
S57	BG57	5	36.5	47.82	Fonte	B
S58	BG58	7	40	52.40	Fonte	B
S59	BG59	4	19.5	25.55	Fonte	A2
S60	BG60	5	20	26.20	Fonte	A2
S61	BG61	4	21	27.51	Fonte	A2
S62	BG62	4	24	31.44	Fonte	A2
S63	BG63	4	26	34.06	Fonte	A2
S64	BG64	6	31	40.61	Fonte	B
S65	BG65	8	35	45.85	Fonte	B
S66	BG66	6	36	47.16	Fonte	B
S67	BG67	7	33.5	43.89	Fonte	B
S68	BG68	5	19.5	25.55	Fonte	A2

V-3) Dimensionnement du système d'adduction

V-3-1 Schéma général et fonctions du réseau :

L'ensemble du périmètre Haut Chélif est d'une superficie totale de 20300 ha, il est reparti en deux zones gauche et droit ; La rive gauche diffère de celui de la rive droite par l'adoption d'un système de pompage refoulement direct, la régulation étant assurée par un réservoir sur élevé implanté au lieu dit Sidi Farès, en extrémité de la branche qualifiée de refoulement.

A ce réservoir est associé un bassin de compensation au sol de 40 000 m³ qui a été projeté pour éviter la vidange du réseau d'irrigation en cas d'arrêt du pompage compte du mode de distribution à la demande retenu.

Le service d'exploitation, dispose ainsi en cas d'arrêt prolongé, en période de pointe de 45 minutes pour la fermeture des réseaux.

Ce descriptif, montre que la conception initiale des infrastructures d'irrigation et leur renforcement extension, aboutissement à des pompes important, chaque mètre cube délivré est relevé sur plus de 100m (110 pour la rive gauche et 120 pour la droite (50 m pour l'exhaure et 72m pour la reprise).

Enfin on notera les projets en cours :

- 1) une adduction directe des eaux du barrage Deurdeur vers les zones EST et CENTRALE.
- 2) l'irrigation de la zone OUEST à partir du barrage de Harraza. Ces projets auront pour effet de renforcer la ressource en eau et de réduire les hauteurs de pompage.

Le système principal des conduites de distribution prend toujours son départ au réservoir pour se ramifier ensuite en fonction de la disposition des parcelles dans la zone d'irrigation et suivant le plan de bornage adopté.

V-3-2 Choix de la variante d'aménagement

Comme notre périmètre se trouve en aval du barrage de DeurDeur, deux variantes peuvent être proposées :

- **Une variante gravitaire** : le périmètre sera alimenté exclusivement par une desserte gravitaire.
- **Une variante mixte** : à partir d'un refoulement du barrage vers un réservoir de mise en charge puis une desserte gravitaire alimentant les parcelles.

Après analyse des deux variantes nous avons écartés la variante mixte vue les fortes pressions obtenues qui sont dues aux fortes différences d'altitude entre le barrage et le périmètre. Donc on a choisi la plus adéquate c'est-à-dire un système gravitaire - Adduction gravitaire.

V-4) Calculs hydrauliques du système distribution gravitaire

Pour les besoins des calculs hydrauliques du system d'adduction nous allons dimensionner les systèmes suivants :

- Le système de pompage avec le diamètre économique
- Le réservoir de stockage
- La desserte gravitaire.

V-4-1 Etude du système de pompage

C'est un ouvrage génie civil, elle abrite le bureau du chef d'exploitation, bureau de personnel, le magasin, salle d'équipement, moteur électrique, toilette et la machine la plus importante dans l'installation: les pompes, qui ont pour rôle de refouler les eaux vers le réservoir.

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

- ✓ Eviter les zones géologiquement instables.
- ✓ Eviter les zones inondables.
- ✓ Réduire les travaux de terrassement.
- ✓ Tenir compte de la variation du plan d'eau d'aspiration.
- ✓ Prévoir des moyens de dérivation des eaux pluviales.
- ✓ Rapprochement le plus possible des ouvrages
- ✓ Eviter les stations bannières
- ✓ Distance minimale
- ✓ Prévoir une plateforme
- ✓ Prévoir un l'accès des engins
- ✓ Prévoir un revêtement routier à l'extérieur
- ✓ Accès au réseau électrique

V-4-1-1 Les pompes

Pompe, dispositif utilisé pour aspirer, pour déplacer ou pour comprimer des liquides et des gaz.

Il existe deux grands types de pompes:

Les pompes volumétriques qui sont utilisées pour pomper les eaux usées et les turbopompes.

a- Les turbopompes (pompes centrifuge)

Il existe trois classes de turbopompes: les pompes centrifuges, à écoulement radial; les pompes axiales, à écoulement axial; les pompes semi axiales.

b- Les pompes à écoulement radial

Ce sont les pompes centrifuges au sens strict. Elles permettent de relever des faibles débits sur de fortes hauteurs. La hauteur de refoulement croit avec le diamètre extérieur de la roue. Dans ce cas, l'écoulement est radial et les aubages sont des surfaces planes.

c- Les pompes axiales

Ce sont les pompes hélices où les pales sont constituées par des surfaces gauches. Ces pompes conviennent pour relever de forts débits sur de faibles hauteurs.

V-4-1-2 Diamètre économique de la conduite de refoulement

a) Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique est donnée par la formule suivante :

$$HMT=H_g+\Delta h_p \quad \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec:

HMT : Hauteur Manométrique Totale en (m).

H_g : Hauteur géométrique en (m). H_g= h_r- h_a

Avec:

h_a : hauteur d'aspiration = 270 m

h_r : cote du réservoir = 368 m

$$H_g = 368 - 270 = 98 \text{ m}$$

Donc la hauteur géométrique entre le réservoir et la station de pompage sera: **98 m**

Longueur de refoulement : L_{ref} = 1960 m

Nous avons le **débit total de tout le périmètre**, qui est de **2554.5 l/s**

$$Q = 2554.5 \text{ l/s} = 2.5545 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le diamètre de refoulement est calculé par la formule de Bonin:

$$\begin{aligned} \text{On trouve } D &= \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{2.554} = 1.59812 \text{ m} \\ &\approx \mathbf{1600 \text{ mm}} \end{aligned}$$

b) Calcul des pertes de charge totales

Pertes de charge linéaires :

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

$$\Sigma Hp = 0.1 \times \Delta hp^{lin}$$

Δhp^{lin} : Pertes de charge linéaires (m) :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \dots\dots\dots(V.3)$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s)

Formule de Nikuradzé : $\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \ln \frac{\epsilon}{D}\right)^{-2}$

Tableau V.4.1.2 : Hauteur manométrique totale

D (mm)	L(m)	Q (m3/s)	V (m/s)	λ	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
400	1960	2.55	20.3384	0.0125	1.2924	1.4216	98	99.4216
600	1960	2.55	9.0393	0.0116	0.1577	0.1734	98	98.1734
800	1960	2.55	5.0846	0.0110	0.0355	0.0390	98	98.0390
1000	1960	2.55	3.2541	0.0106	0.0112	0.0123	98	98.0123
1600	1960	2.55	1.2711	0.0097	0.0010	0.0011	98	98.0011
2000	1960	2.55	0.8135	0.0094	0.0003	0.0003	98	98.0003

V-4-1-3 Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$F_{am} = P_{rc} \times A \dots\dots\dots (V.4)$$

Avec :

A : amortissement annuel

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

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

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

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n =30 ans.

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

Pour faire ce calcul, il est préférable de poser une gamme de diamètres normalisés, le tableau suivant résumera le prix d'achat de mètre linéaire de ces conduites en fonction de leurs diamètres normalisés, dont le type de matériaux choisi est la fonte

Tableau V.4.1.3 Calcul des frais d'amortissement

Diamètre (mm)	Prix unitaire (DA)	Longueur (m)	Amortissement annuel	Frais d'amortissement (DA)
400	12037.4	1960	0.0888	2095085.395
600	17793.84	1960	0.0888	3096982.264
800	45000	1960	0.0888	7832160
1000	23131.99	1960	0.0888	4026076.596
1600	81000	1960	0.0888	14097888
2000	87000	1960	0.0888	15142176

V-4-1-4 Calcul des Frais d'exploitation

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

$$F_{\text{exp}} = E \times e \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec :

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

E : Énergie totale dépensée par la pompe (Kwh) ;

e: Prix unitaire d'un Kw imposé par la SONELGAZ. (e = 4,69DA)

a) Puissance des pompes

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{g \times Q \times H_{MT}}{\eta}$$

Avec :

P: Puissance absorbée par la pompe (kw) ;

g: Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Q: Débit à refoulé (m³/s) ;

H_{MT} : Hauteur manométrique totale (m);

η : Rendement du pompage (85%).

b) Énergie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la station de pompage est donnée par la formule suivante :

$$E = P \times t \times 365 \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec :

E: Énergie totale consommée par la pompe pendant une année (kwh) ;

P: Puissance absorbée (Kw) ;

t: Temps de pompage en (heure) ; dans notre cas t =22h

Chapitre V

Tableau V.4.1.4 Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	HMT(m)	Q(l/s)	P (wat)	E (KWH)	Frais d'exploitation (DA)
400	99.4216	2550	2925977.7	23495600.83	110194367.9
600	98.1734	2550	2889243.2	23200622.59	108810920
800	98.0390	2550	2885287.8	23168860.79	108661957.1
1000	98.0123	2550	2884502	23162550.97	108632364.1
1600	98.0011	2550	2884172.4	23159904.16	108619950.5
2000	98.0030	2550	2884228.3	23160353.17	108622056.4

V-4-1-5 Bilan total des frais

Le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement permet de déterminer le diamètre économique de la conduite de refoulement.

Tableau V.4.1.5.1 Calcul du bilan total des frais

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan(DA)
400	2095085.395	110194367.9	112289453.3
600	3096982.264	108810920	111907902.2
800	7832160	108661957.1	116494117.1
1000	4026076.596	108632364.1	112658440.7
1600	14097888	108619950.5	122717838.5
2000	15142176	108622056.4	123764232.4

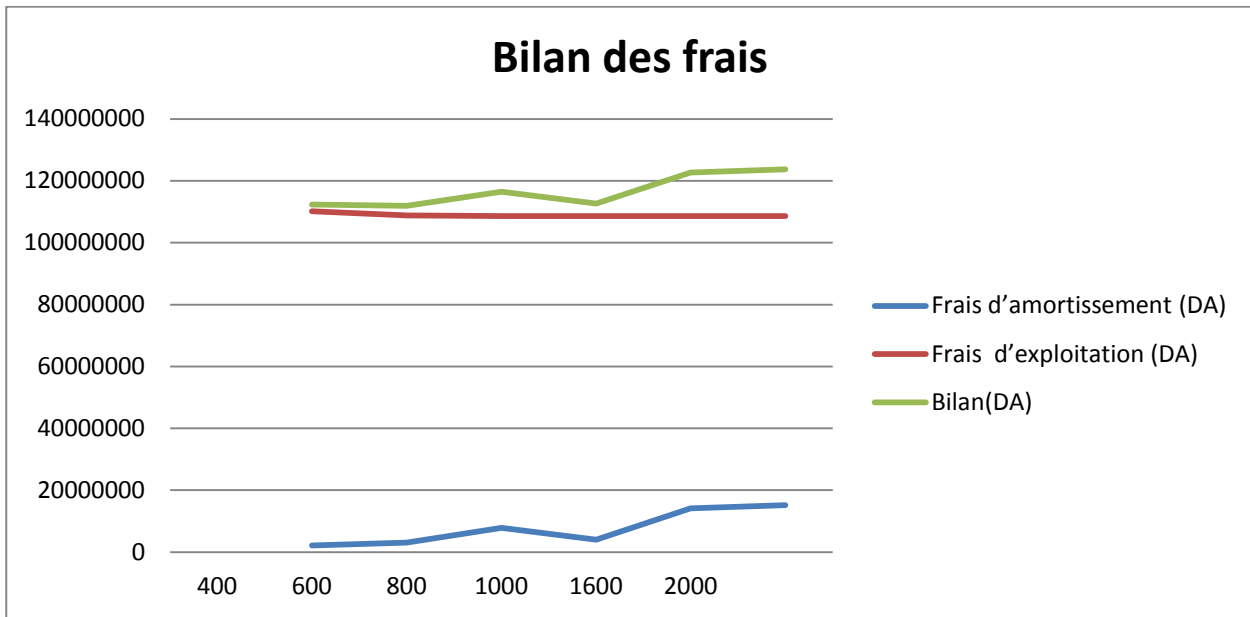


Figure V.1.Bilan total des frais

D'après les résultats de la Figure ,on prend comme diamètre économique $D = 1600$ mm avec les caractéristiques suivantes :

Tableau V.4.1.5.2 Le choix de diamètre économique

Diamètre (mm)	Frais total (DA)	HMT(m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)
1600	122717838.5	98.0011	2.5545	1.27

V-4-1-6 Détermination de la variante de pompage

Notre station de pompage est dimensionnée par un débit max, donc il faudra choisir le nombre de pompes qui assure ce débit maximum.

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base du plusieurs critères, qui sont :

- ✓ Nombre de pompes minimal
- ✓ Meilleur rendement
- ✓ Charge nette d'aspiration requise (NPSH) r minimale
- ✓ Nombre d'étage minimal
- ✓ Puissance absorbée minimale
- ✓ Encombrement et poids les plus faibles

Chapitre V

Dans notre cas, nous avons utilisé le logiciel Caprari pour le choix du type et du nombre des pompes

Tableau V.4.1.6.1 la variante de pompage

N Type de la Pompe	Q _{cal} (l/s)	H _{MT} (m)	η %	N (tr/min)	P _{abs} (Kw)	NPSHr (m)	Poids (kg)	Dref (mm)
E12S55/4D+M10125	365	99	79.3	2900	92	9.89	408	265
E12S55/3A+M10150	427	99.3	79.5	1540	110	8.06	469	264
14S55/2C+M10180	365	99	76.8	1540	132	8.95	481	342
E10S64/3A+M10125	365	99	77.1	2930	92	6.37	408	249

A partir de ce tableau, on remarque que la 1ère variante (06 pompes en parallèle+02 secoure) est le choix le plus convenable du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle. Elles ont les caractéristiques suivantes :

a) Pompe E12S55/4D+M10125

Données techniques / Caractéristiques

- Q : 365 l/s
- H : 99 m
- n. pôles : 2
- Fréquence : 50 Hz
- Monophasé / Triphasé : 3~
- Puissance moteur P2 : 92 kW
- Tension : 400 V
- Diamètre refoulement : DN150
- Max. diamètre: 265

b) Caractéristiques du moteur

- Fréquence 60 Hz
- Tension nominale 400 V
- Vitesse nominale 2900 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P₂ 92 KW
- Courant nominal 179A
- Type de moteur 3~
- Classe d'isolation Y
- Degré de protection IP 68

Tableau V.4.1.6.1.2 matériaux de construction

Pièce	matériau
Corps de pompe	fonte
Corps d'aspiration	fonte
roue	fonte
Bague d'usure	fonte
Corps d'étage	fonte
chemise	fonte
arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc on nître
Roulement abeille	acier
Presse-étoupe	fonte
étoupe	Tresse graphitée

V-4-1-7 Courbes caractéristiques de la pompes

Pour chaque pompe dont la vitesse de rotation et le diamètre de la roue sont connus, on peut associer les courbes caractéristiques suivantes :

[H-Q] , [P_{abs} - Q] , [η - Q] , [(NPSH)_r - Q].

Les courbes caractéristiques des pompes choisies sont représentées dans la figure suivante :

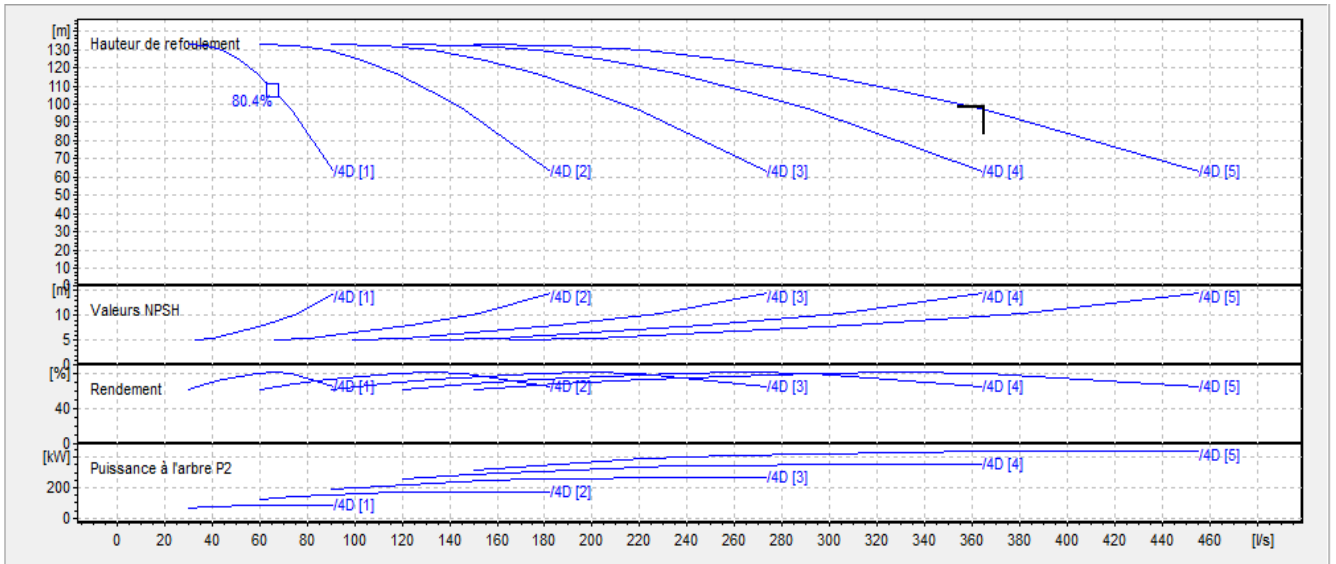


Figure V.2 Courbes caractéristiques de la pompe choisie.

a) Point de fonctionnement

La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Cette condition dans la plupart des cas n'est pas généralement satisfaite, modifications vont être introduites des dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe afin de l'adapter à des conditions de marche données.

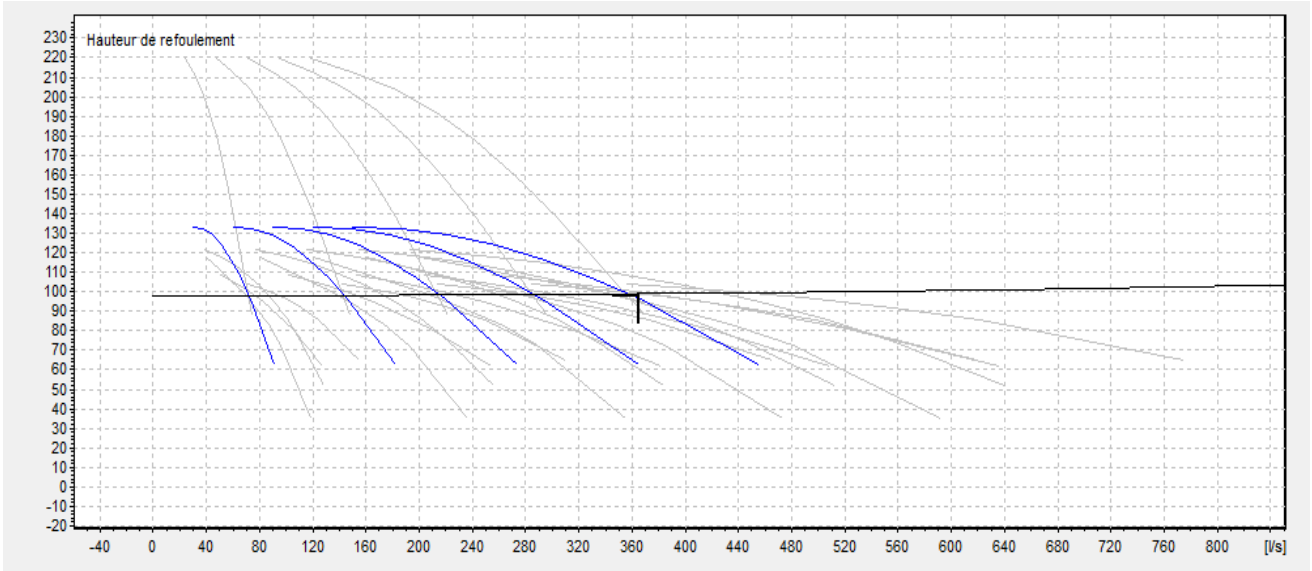


Figure V.3 Point de fonctionnement des pompes choisis

V-4-1-8 Etude de la cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$(NPSH)_r < (NPSH)_d$

✚ $(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

✚ $(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$; r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$,

On prend : $r = 0,5 \text{ m}$.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration au delà laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a choisi des installations en aspiration au niveau de notre station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{qp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 \times g} - \Delta h_{asp} \dots\dots\dots (V.7)$$

V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e)

P_{at} = pression atmosphérique (m.c.e)

V (m/s): vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration;

$(NPSH)_r$: Déterminé d'après le (Tableau)

$\frac{P_{at}}{w}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau)

$\frac{P_v}{w}$: dépend de la température du liquide pompé (voir tableau)

Chapitre V

Tableau V.4.1.8.1 Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T _v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C , donc T_v =0.24 mce.

Tableau V.4.1.8.2 Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{p_{at}}{w}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

On a :

- (NPSH_r) : Déterminé graphiquement égal à 9.89 m
- La côte de la station de pompage est de 270m.
- $\frac{p_{at}}{w} = 10$ m.

$$\Delta H_{\left(\frac{m}{100m}\right)} = 1.23 \times 10^{12} \times \frac{Q^{1.85}}{C_{wh} D^{4.87}}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10.28 - 0.24 - 0.046 - 0.082 - 9.89 - 0.5 = -0.758 \text{ m.}$$

Pour éviter tout risque de cavitation il suffit de respectée l'inégalité suivante:

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

Alors :

$$(NPSH)_d = 10 - 0.24 - 0.046 - (-0.76) = 10.47 \text{ m}$$

On remarque que : $(NPSH)_d = 10.47 \text{ m} > 9.89 = (NPSH)_r$

Donc notre pompe est bien protégée contre le risque de cavitation.

V-4-2 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 = 22 heures 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 :

Chapitre V

Tableau V.4.2 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
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 :

$$Vu = \frac{4.17}{100} \times Q_s = \frac{4.17}{100} \times 1.31 * 3600 * 24 = 4719m^3$$

Le volume d'incendie $120m^3$

On prend un volume total de **V= 4839m³**

La forme géométrique de notre réservoir est soit :

- **Réservoir circulaire**
- **Bassin rectangulaire**

V-4-3 Vitesses admissibles

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 moyenne dans la conduite égale à 1.5 m/s.

V-5) Choix du matériau des conduites

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

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

V-5-1 Caractéristiques des canalisations

a) Conduites en fonte

Présentent plusieurs avantages :

- Bonne résistance aux forces internes ;
- Bonne résistance à la corrosion ;
- Très rigides et solides.

Leur inconvénient est relatif en leur coût important

b) Conduites en acier

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

Leur inconvénient est relatif à la corrosion de la conduite.

c) Conduite en PEHD (polyéthylène)

Ils sont les plus utilisés car ils présentent des avantages importants

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

Leur inconvénient est relatif en risque de rupture dans le cas d'une mauvaise soudure.

d) PRV (polyester renforcé verre)

C'est un matériau composite constitué d'une matrice polymère (appelée résine) renforcée par des fibres ou parfois par des microsphères de verre, Ses propriétés de résistance (mécanique, chimique) et sa densité sont très favorables, comparé aux métaux. et sa résistance à la corrosion.

V-5-2 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 normalisé.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q \times 0.001}{\pi \times V}} \times 1000 \dots \dots \dots (V.8)$$

Avec : Q : débit, exprimé en m³/s ;

D: diamètre exprimé en mm.

V : vitesse qui donne le diamètre économique (m/s).

V-5-3 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge unitaires, ont été définies par la formule de LECHAPT et CALMON, qui est donnée par la formule suivante :

$$h_{pu} = \frac{L \times Q^M}{D^N} \times C \dots \dots \dots (V.9)$$

Avec :

h_{pu} : Pertes de charge unitaire en mm/ml

Q: Débit en m³/s

D: Diamètre de la conduite considérée

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

C : coefficient compris une majoration de 10 % pour les pertes de charge singulière :

$$J = L \times Q^M / D^N \dots \dots \dots (V.10)$$

Tableau V.5.3 Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon

K (mm)	L	M	N
0,1	1,15	1,89	5,01
0,5	1,4	1,96	5,19
1	1,6	1,975	5,25

Chapitre V

Dans notre cas, les conduites seront en fonte si leur diamètre est supérieur ou égal à 315 mm et en PEHD dans le cas contraire. Pour une conduite en fonte/PEHD, nous avons les caractéristiques suivantes :

La rugosité équivalente : $K=0.1$ mm, donc : $L=1.15$ $M=1.89$ $N=5.01$.

Nous avons estimé la vitesse dans la conduite égale à 1,5 m/s.

L'estimation des pressions est basée sur le principe de Bernoulli entre le point A et le point B :

$$Z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + h_{21} + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H \quad \dots\dots\dots (\text{V.11})$$

Où h_1 et h_2 sont les hauteurs de pressions

v_1 et v_2 sont les vitesses d'écoulement dans A et B

Z_1 et Z_2 sont les côtes du terrain naturel.

ΔH : sont les pertes de charge entre A et B.

Les calculs hydrauliques du réseau sont présentés dans le tableau suivant :

Chapitre V

Tableau des Calculs hydrauliques du réseau de distribution

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Superficie (ha)	DébitQ (l/s)	DébitQ (M3/S)	Diamètre calculé	Diamètre Normalisé	Matériau	Vitesse Reelle (m /s)	Perte de charge linéaire ΔH_t (m)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)	P(bars)
Rév-N1	387	0,39	1950	2554.5	2.555	570,92	600	Fonte	1,13	0,67	0,73	280.00	285	46,62	4,66
N1-N2	86	0,09	1950	2554.5	2.555	560,75	600	Fonte	0,80	0,61	0,68	280.00	285	50,61	5,06
N2-B1	256	0,26	20	26.2	0.026	55,14	75	PEHD	1,11	0,42	0,46	278	285	49,63	4,96
B1-B2	40	0,04	21	27.51	0.028	60,35	75	PEHD	0,71	0,14	0,16	276	280	49,09	4,91
B2-B3	96	0,10	24	31.44	0.031	72,62	75	PEHD	1,05	1,15	1,26	275	278	42,81	4,28
N1-B4	180	0,18	33	43.23	0.043	80,99	90	PEHD	1,01	2,59	2,85	282	278	44,15	4,41
B4-B5	194	0,19	32	41.92	0.042	64,94	90	PEHD	0,94	3,02	3,33	285	278	44,36	4,44
N3-B6	104	0,10	31.5	41.265	0.041	72,36	90	PEHD	0,81	0,98	1,08	278	275	51,09	5,11
B6-B7	90	0,09	23.5	30.785	0.031	81,15	90	PEHD	1,06	0,14	0,15	276	275	54,35	5,44
B7-B8	294	0,29	33.5	43.885	0.044	67,62	75	PEHD	1,03	0,43	0,47	276	275	37,09	3,71
N3-R1	100	0,10	114.5	149.995	0.150	155,76	160	PEHD	1,18	1,50	1,65	282	282	43,33	4,33
R1-B9	40	0,04	19.5	25.545	0.026	69,62	75	PEHD	0,83	0,20	0,22	282	285	54,51	5,45
R1-B10	180	0,18	36	47.16	0.047	72,16	90	PEHD	0,61	0,50	0,55	282	285	52,81	5,28
R1-R2	182	0,18	59	77.29	0.077	92,50	110	PEHD	0,88	1,59	1,74	285	280	54,13	5,41
R2-B11	122,00	0,12	34	44.54	0.045	82,89	90	PEHD	0,94	0,15	0,16	285	278	52,39	5,24

Chapitre V

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Superficie (ha)	DébitQ (l/s)	DébitQ (M3/S)	Diamètre calculé	Diamètre Normalisé	Matériau	Vitesse Reelle (m /s)	Perte de charge linéaire ΔH_t (m)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)	P(bars)
R2-B12	80	0,08	25	32.75	0.033	63,23	75	PEHD	1,07	1,28	1,41	285	276	48,72	4,87
N3-N4	191	0,19	1649	2160.19	2.160	360,13	400	Fonte	1,20	0,81	0,89	280	285	49,27	4,93
N4-R3	80	0,08	86	112.66	0.113	155,70	160	PEHD	1,18	0,76	0,84	278	287	54,54	5,45
R3-B13	170	0,17	23	30.13	0.030	68,33	75	PEHD	1,07	1,35	1,49	278	288.5	52,82	5,28
R3-B14	113	0,11	21	27.51	0.028	73,13	75	PEHD	0,87	0,60	0,66	278	300	53,60	5,36
R3-R4	220	0,22	42	55.02	0.055	117,26	160	PEHD	0,67	0,72	0,79	275	280	55,15	5,52
R4-B15	128	0,13	20	26.2	0.026	65,90	75	PEHD	0,89	0,31	0,34	275	276	54,03	5,40
R4-B16	225	0,23	22	28.82	0.029	85,25	90	PEHD	0,77	0,94	1,04	275	278	52,89	5,29
N4-B17	300	0,30	25	32.75	0.033	88,56	90	PEHD	1,21	6,06	6,67	282	276	54,38	5,44
B17-B18	270	0,27	34	44.54	0.045	84,55	90	PEHD	1,10	1,30	1,43	285	285	52,14	5,21
B18-B19	150	0,15	33	43.23	0.043	76,46	90	PEHD	0,78	0,65	0,72	285	285	52,18	5,22
N4-N5	135	0,14	1471	1927.01	1.927	360,20	400	Fonte	0,90	1,54	1,70	280	285	52,81	5,28
N5-B20	136	0,14	32.5	42.575	0.043	67,54	75	PEHD	0,78	0,34	0,38	278	287	54,13	5,41
B20-B21	230	0,23	24.5	32.095	0.032	65,82	75	PEHD	0,90	1,31	1,44	276	287	52,39	5,24
N5-B22	200	0,20	34.5	45.195	0.045	87,33	90	PEHD	0,92	1,61	1,77	285	287	48,72	4,87

Chapitre V

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Superficie (ha)	DébitQ (l/s)	DébitQ (M3/S)	Diamètre calculé	Diamètre Normalisé	Matériau	Vitesse Reelle (m /s)	Perte de charge linéaire ΔH_t (m)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)	P(bars)
B22-B23	267	0,27	19.5	25.545	0.026	76,92	90	PEHD	0,87	2,87	3,15	287	288.5	49,27	4,93
B23-B24	178	0,18	37	48.47	0.048	78,44	90	PEHD	1,01	1,25	1,37	288.5	288.5	54,54	5,45
B24-B25	32	0,03	35	45.85	0.046	88,00	90	PEHD	0,68	0,11	0,12	300	288.5	52,82	5,28
N5-N6	100	0,10	1288	1687.28	1.687	345,08	400	Fonte	0,72	0,75	0,82	280	300	53,60	5,36
N6-B26	40	0,04	26	34.06	0.034	96,38	90	PEHD	0,96	0,41	0,45	276	300	55,15	5,52
B26-B27	60	0,06	24	31.44	0.031	77,98	90	PEHD	0,94	0,75	0,82	278	290	54,03	5,40
B27-B28	144	0,14	21	27.51	0.028	60,89	75	PEHD	0,82	1,76	1,94	276	280	52,89	5,29
N6-R5	250	0,25	254.5	333.395	0.333	158,11	160	PEHD	0,84	0,31	0,34	285	276	54,38	5,44
R5-B29	120	0,12	37	48.47	0.048	87,90	90	PEHD	0,80	0,14	0,15	285	280	52,14	5,21
R5-B30	155	0,16	27	35.37	0.035	73,88	75	PEHD	1,21	0,50	0,55	285	285	52,18	5,22
R5-R6	165	0,17	190.5	249.555	0.250	104,69	110	PEHD	0,95	0,80	0,88	287	285	44,91	4,49
R6-B31	90	0,09	38	49.78	0.050	82,86	90	PEHD	0,83	0,33	0,37	287	285	56,74	5,67
R6-B32	150	0,15	28	36.68	0.037	58,33	75	PEHD	1,07	1,19	1,31	287	287	54,53	5,45
R6-R7	50	0,05	124.5	163.095	0.163	128,93	110	PEHD	0,81	0,23	0,26	288.5	287	52,17	5,22
R7-B33	100	0,10	26	34.06	0.034	57,85	75	PEHD	0,57	0,24	0,26	288.5	287	51,01	5,10

Chapitre V

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Superficie (ha)	DébitQ (l/s)	DébitQ (M3/S)	Diamètre calculé	Diamètre Normalisé	Matériau	Vitesse Reelle (m /s)	Perte de charge linéaire ΔH_t (m)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)	P(bars)
R7-B34	120	0,12	34	44.54	0.045	82,94	90	PEHD	0,89	1,06	1,17	288.5	288.5	51,24	5,12
R7-R8	250	0,25	64.5	84.495	0.084	353,02	110	PEHD	0,97	0,53	0,59	300	288.5	53,00	5,30
R8-B35	120	0,12	31	40.61	0.041	76,43	90	PEHD	0,94	0,56	0,62	300	288.5	55,98	5,60
R8-B36	220	0,22	33.5	43.885	0.044	86,26	90	PEHD	0,76	0,70	0,77	290	288.5	55,21	5,52
N6-N7	230	0,23	962.5	1260.875	1.261	135,82	400	Fonte	0,90	1,31	1,44	280	280	52,67	5,27
N7-B37	100	0,10	36.5	47.815	0.048	89,86	90	PEHD	0,59	0,26	0,28	276	282	54,29	5,43
B37-B38	140	0,14	40	52.4	0.052	67,85	75	PEHD	1,02	2,58	2,83	280	282	49,46	4,95
N7-R9	210	0,21	176.5	231.215	0.231	106,41	110	PEHD	1,15	3,87	4,25	285	286	45,10	4,51
R9-B39	40	0,04	19.5	25.545	0.026	307,48	75	PEHD	1,19	0,17	0,18	285	288.5	52,21	5,22
R9-B40	130	0,13	20	26.2	0.026	61,84	75	PEHD	0,98	0,87	0,96	285	283	51,25	5,13
R9-R10	130	0,13	137	179.47	0.179	79,68	90	PEHD	0,84	1,31	1,44	287	286	45,71	4,57
R10-B41	60	0,06	21	27.51	0.028	69,76	75	PEHD	1,03	0,70	0,77	287	286	47,05	4,70
R10-B42	320	0,32	24	31.44	0.031	82,82	90	PEHD	0,94	0,85	0,94	287	289	53,27	5,33
R10-R11	260	0,26	92	120.52	0.121	105,40	110	PEHD	0,89	0,63	0,69	288.5	289	51,58	5,16
R11-B43	300	0,30	26	34.06	0.034	58,93	75	PEHD	0,85	0,66	0,72	288.5	289	48,86	4,89

Chapitre V

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Superficie (ha)	DébitQ (l/s)	DébitQ (M3/S)	Diamètre calculé	Diamètre Normalisé	Matériau	Vitesse Reelle (m /s)	Perte de charge linéaire ΔH_t (m)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)	P(bars)
R11-B44	120	0,12	31	40.61	0.041	84,30	90	PEHD	1,17	0,65	0,72	288.5	290	48,14	4,81
R11-B45	50	0,05	35	45.85	0.046	79,11	90	PEHD	1,09	0,23	0,26	288.5	290	48,88	4,89
N7-N8	70	0,07	591.5	26.2	0.026	244,45	315	Fonte	0,75	0,21	0,23	280	290	43,65	4,37
N8-B46	120	0,12	36	47.16	0.047	77,98	90	PEHD	0,93	0,73	0,80	282	292	39,85	3,99
B46-B47	60	0,06	24	31.44	0.031	63,03	75	PEHD	0,74	0,24	0,26	282	292	37,60	3,76
N8-B48	70	0,07	21	27.51	0.028	67,70	75	PEHD	1,02	1,28	1,41	286	294	36,19	3,62
B48-B49	250	0,25	37	48.47	0.048	82,63	90	PEHD	1,02	4,54	5,00	288.5	295	32,19	3,22
N8-N9	250	0,25	709.5	929.445	0.929	150,21	315	Fonte	1,10	2,08	2,29	283	294	37,09	3,71
N9-B50	80	0,08	27	35.37	0.035	75,65	90	PEHD	0,77	0,34	0,37	286	294	37,22	3,72
B50-B51	81	0,08	38	49.78	0.050	84,94	90	PEHD	0,93	0,78	0,86	286	300	37,36	3,74
N9-B52	100	0,10	28	36.68	0.037	87,75	90	PEHD	1,06	0,42	0,46	289	300	41,98	4,20
B52-B53	120	0,12	26	34.06	0.034	64,14	75	PEHD	1,03	0,14	0,16	289	300	40,33	4,03
B53-B54	250	0,25	34	44.54	0.045	62,35	75	PEHD	1,18	1,15	1,26	289	300	41,57	4,16
N9-N10	120	0,12	406.5	532.515	0.533	100,62	250	PEHD	0,83	2,59	2,85	290	302	39,42	3,94
N10-B55	220	0,22	31	40.61	0.041	80,99	90	PEHD	0,61	3,02	3,33	290	302	35,67	3,57

Chapitre V

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Superficie (ha)	DébitQ (l/s)	DébitQ (M3/S)	Diamètre calculé	Diamètre Normalisé	Matériau	Vitesse Reelle (m /s)	Perte de charge linéaire ΔH_t (m)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)	P(bars)
B55-B56	230	0,23	33.5	43.885	0.044	84,94	90	PEHD	0,88	0,98	1,08	290	280.00	46,62	4,66
N10-B57	100	0,10	36.5	47.815	0.048	94,36	110	PEHD	0,94	0,14	0,15	292	280.00	50,61	5,06
B57-B58	140	0,14	40	52.4	0.052	97,15	110	PEHD	1,07	0,43	0,47	292	278	49,63	4,96
B58-B59	210	0,21	19.5	25.545	0.026	55,62	75	PEHD	1,20	1,50	1,65	294	276	49,09	4,91
N10-N11	40	0,04	246	322.26	0.322	206,76	250	PEHD	1,18	0,20	0,22	295	275	42,81	4,28
N11-B60	130	0,13	20	26.2	0.026	53,62	75	PEHD	1,07	0,50	0,55	294	282	44,15	4,41
B60-B61	130	0,13	21	27.51	0.028	62,16	75	PEHD	0,87	1,59	1,74	294	285	44,36	4,44
N11-B62	60	0,06	24	31.44	0.031	82,50	90	PEHD	0,67	0,15	0,16	300	278	51,09	5,11
B62-B63	320	0,32	26	34.06	0.034	78,89	90	PEHD	0,89	1,28	1,41	300	276	54,35	5,44
B63-B64	260	0,26	31	40.61	0.041	83,23	90	PEHD	0,77	0,81	0,89	300	276	37,09	3,71
N11-N12	300	0,30	124	162.44	0.162	188,13	200	PEHD	1,21	0,76	0,84	300	282	43,33	4,33
N12-B65	120	0,12	35	45.85	0.046	85,70	90	PEHD	1,10	1,35	1,49	302	282	54,51	5,45
B65-B66	191	0,19	36	47.16	0.047	88,33	90	PEHD	0,78	0,60	0,66	302	282	52,81	5,28
B66-B67	80	0,08	33.5	43.885	0.044	83,13	90	PEHD	0,90	0,72	0,79	302	286	54,13	5,41
B67-B68	170	0,17	19.5	25.545	0.026	71,26	75	PEHD	0,78	0,31	0,34	302	286	32,19	3,22

Interprétation

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le système projeté présente des pressions aux bornes adéquates. Donc, nos résultats nous mène a dire qu'on dispose de multiples choix concernant le système d'irrigation et cela vu les valeurs des pressions aux bornes qui varient de 3 bars à 6bars.

V-6) Conclusion:

Don ce chapitre on remarque que d'importantes économies peuvent être obtenues, en procédant à un bon dimensionnement que ce soit dans les ouvrage ou bien dans les conduites de transfert et de distribution. Et aussi le choix des systèmes d'irrigation est directement lies aux résultats obtenus dans la partie d'adduction.

D'après les calculs, on peut dire que notre pompe est protégée contre le risque de cavitation.

Chapitre VI :

Choix de système

d'irrigation

Chapitre VI : Choix de système d'irrigation

VI -1) Introduction

L'irrigation est l'application de l'eau au sol dans le but de rafraîchir le sol et l'atmosphère, par ce moyen réalise les conditions les plus favorables pour la croissance des plantes. Mais quelque soit l'origine de l'eau (cours d'eau naturel, nappe souterraine, eau de barrage), et son mode de transport (canaux, conduite sous pression), le problème qui se pose est comment répartir Cette eau sur le sol de façon que les plantes en tirent le maximum profit.

VI -2) Choix des techniques d'irrigation

Plusieurs facteurs entrent en considération pour le choix des techniques d'irrigation et en particulier :

- ✓ La pente du terrain à irriguer ;
- ✓ Le débit dont on dispose ;
- ✓ Nature du sol (perméabilité);
- ✓ Nature des cultures ;
- ✓ Facteurs économiques ;
- ✓ Rentabilité de l'opération.

VI -3) Différentes techniques d'arrosages

Il existe deux grandes classes des techniques, qui sont :

-L'irrigation gravitaire ou de surface.

-L'irrigation sous pression :

- par aspersion.
- par micro-irrigation.

VI-3-1 Irrigation gravitaire :

L'irrigation gravitaire regroupe l'ensemble des techniques d'arrosage dans lesquelles la distribution 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-3-1-1 L'irrigation par ruissellement

Cette méthode consiste à faire couler l'eau sur la surface du sol qui s'y infiltre verticalement. On laisse l'eau s'écouler le temps qu'il faut pour que le sol puisse s'humecter jusqu'à la profondeur de la couche active.

VI-3-1-2 L'arrosage par infiltration (à la raie):

C'est une méthode qui consiste à faire distribuer l'eau par des rigoles ou raies avec un débit relativement faible comparativement aux autres procédés. Dans cette méthode, une partie seulement du sol qui reçoit directement l'eau, le reste est humecté par infiltration latérale.



Figure VI .1 : Irrigation à la raie.

VI-3-1-3 L'arrosage par submersion :

Le principe consiste à donner au sol une couche d'eau plus au moins épaisse qu'on laisse séjourner pendant le temps nécessaire pour qu'elle pénètre par infiltration à la profondeur utile permettant ainsi au sol de mettre en réserve l'eau indispensable au développement des cultures



Figure VI .2 : Irrigation par submersion.

❖ Avantages et les inconvénients de l'irrigation par gravité

a) Les avantages de l'irrigation par ruissellement

- Les investissements pour l'équipement sont peu élevés
- Pas de dépense pour la mise sous pression de l'eau
- possibilité de lessivage sans risques d'érosion
- Matériel d'irrigation assez simple

b) les inconvénients

- Temps d'irrigation important
- Nécessité de nivellement et son entretien
- Pertes importantes d'eau

VI-3-2 L'irrigation par aspersion

L'eau provient aux cultures sous forme de pluie artificielle, grâce au différents asperseurs alimentés en eau sous pression.



Figure VI .3 : Irrigation par aspersion.

❖ **Avantages et les inconvénients de l'irrigation par aspersion**

a) Les avantages

- Ne nécessite aucun aménagement préalable de la surface à irriguer
- Provoque une forte oxygénation de l'eau projetée en pluie
- Economie d'eau
- Favorise les conditions ambiantes
- Possibilité d'automatisation du système d'irrigation
- Nécessite moins de mains d'œuvres

b) les inconvénients

- Coût très élevé (prix d'achat du matériel très important).
- Une évaporation intense si les gouttes d'eau sont fines
- Tassement du sol
- Favorise le développement des mauvaises herbes
- Le déplacement des conduites après arrosage peut être difficile
- L'homogénéité de l'arrosage est dégradée si la vitesse de vent est importante
- En cas d'utilisation des eaux salées, il y'aura danger pour le feuillage

VI-3-2-2 Différentes installations à la parcelle

En pratique, deux solutions extrêmes peuvent être envisagées :
L'installation totalement fixée, et l'installation totalement mobile.

Dans l'installation fixée, l'ensemble des équipements (pompe, canalisation, asperseur) sont fixés de façon permanente, ce qui limite une main d'œuvre, mais occasionne des investissements très élevés.

- Couverture totale (quadrillage total)

Ce dispositif est le plus utilisé, au lieu d'avoir une seule rampe on couvre toute la superficie à arroser par toute la tuyauterie, celle-ci reste en place durant toute la saison d'arrosage. Dans ce cas, seuls les asperseurs doivent être déplacés et chaque rampe comporte un asperseur et forme une rampe fictive, ce qui permet de réduire le diamètre de la rampe.

- Couverture intégrale

La parcelle à arroser est entièrement couverte par des tuyaux et des arroseurs à poste fixe, l'arrosage est commandé par l'ouverture et la fermeture d'une vanne soit manuellement soit automatiquement par commande hydraulique ou électrique.

VI-3-3 Irrigation localisée (Goutte à goutte)

L'irrigation localisée est une expression qui caractérise un certain nombre de techniques nouvelles en particulier et principalement l'irrigation dite « goutte à goutte » qui ont en commun les caractéristiques suivantes (**Ollier & Poirée, 1981**):

- Une alimentation en eau à proximité immédiate du système racinaire des plantes cultivées
- L'utilisation souvent répétée à la limite continue de faibles débits instantanés.
- La limitation de la surface humectée du sol à ce qui semble strictement nécessaire, à l'exclusion de la portion du sol qui ne porte pas de plantes.

Aujourd'hui, grâce à la distribution sous pression, on a pu concevoir des systèmes qui peuvent être conduits facilement, qui s'automatisent aisément, et dont les pertes en eau sont négligeables.



Figure VI .4 : Schéma type d'un réseau d'irrigation en goutte à goutte

❖ Avantages et les inconvénients de l'irrigation localisée

a) les Avantages

- Meilleur développement des cultures du a l'humidification permanent de la couche active de sol
- Economie d'eau et main d'œuvres (système fixe)
- Réduction des mauvaises herbes
- Réduction de l'évaporation
- Economie d'engrais
- Facile à automatisé

b) Les inconvénients

- Coût très élevé du matériel
- Risque d'obstruction des goutteurs
- Nécessité d'une main d'œuvres spécialisés
- Apte seulement pour les cultures par rangée

VI-4) Choix de la technique d'arrosage

Pour pouvoir choisir la technique d'irrigation convenable, il est nécessaire de connaître toutes les contraintes de chaque type d'arrosage. Une analyse multicritères des techniques d'arrosage basée sur différentes contraintes est nécessaire pour aboutir au choix de la technique d'irrigation la plus adéquate pour la zone considérée.

Chapitre VI

Tableau V. 1 : Analyse multicritères de choix de technique d'arrosage

Contraintes	Irrigation de surface par Rigole	Irrigation par Aspersion	Irrigation localisée
▪ Evaporation	+	+ +	+ + +
▪ Vent (1.9 m/s)	+ + +	+	+ + +
▪ Texture (argileux-limoneuse)	+ +	+ +	+ + +
▪ Perméabilité (bonne)	+ +	+ + +	+ + +
▪ Pente	+	+ +	+ + +
▪ Qualité d'eau (moyenne)	+ +	+ +	+
• Cultures			
▪ Maraîchage	+ + +	+ + +	+ + +
▪ céréales	x	+ + +	x
▪ arbres	+ + +	x	+ + +
• Contraintes économique			
▪ économie d'eau	x	+ +	+ + +

Remarque :

x : inadéquat ou déconseillé ; + : Adapté avec réserve ;

+ + : Adapté ; + + + : Très Adapté

VI-5) Conclusion

En tenant compte des conditions climatiques de la région d'étude de la nature du sol, de l'aptitude culturale et de volume d'eau disponible ; on peut choisir les techniques d'irrigation par aspersion et par la goutte à goutte, ces deux techniques présentent beaucoup d'avantage par rapport à la technique d'irrigation à la surface.

L'implantation de systèmes d'irrigation modernes permet de diversifier les cultures et d'augmenter considérablement leurs rendements, en particulier les céréales.

Chapitre VII :

**Dimensionnement à la
parcelle**

Chapitre VII : Dimensionnement à la parcelle

Introduction

L'irrigation est l'application de l'eau au sol dans le but de rafraîchir le sol et l'atmosphère par ce moyen réalise les conditions les plus favorables pour la croissance des plantes. Les technique asperseur et goutte à goutte permet une très grande efficacité de l'irrigation. Dans ce chapitre on va dimensionner deux parcelles de notre périmètre, une par la goutte à goutte et l'autre par l'aspersion. Dont le but principal est d'économiser le maximum d'eau.

VII.1) Conception d'un réseau d'irrigation

Le choix de la technique la plus convenable repose sur l'analyse d'un ensemble de critères et contraintes à savoir:

- la topographie (pente de terrain, relief géométrie de la parcelle...etc.)
- la ressource en eau (quantité, qualité, débit et pression disponible).
- la nature des cultures.
- la nature du sol (perméabilité).
- les facteurs socioculturels.
- les facteurs économiques.

VII.2) Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

VII.2.1 Données générales

Le réseau d'irrigation sera installé sur la parcelle n°04 alimentée par la borne N°04 et dont la pression disponible est de l'ordre de 4.41 bars, ce qui est largement suffisant. La surface de l'exploitation est de l'ordre de 5 ha.

Culture : olivier

Espacement entre arbres : 4 m

Espacements entre rangs : 4 m

Besoins de pointe mensuelle (olivier)=**164.28mm**

Caractéristiques du goutteur

Débit nominal : 4l/h

Pression nominal : 10 mce

Espacement des goutteurs : 2 m

Le nombre de goutteurs par arbre : 2.

VII.2.2 Besoins d'irrigation en irrigation localisée : Influence du taux de couverture du sol

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 (Ollier & Poirée, 1983). On applique alors à l'ETM un coefficient de réduction : Kr

Kr dépend du taux de couverture du sol ($Cs = 60\%$) pour les plantes adultes et peut être calculé par diverses formules proposées ci-après :

Keller et Karmeli (1974) :

$$Kr = \frac{Cs}{0.85} = 0.71 \dots\dots\dots (VII.1)$$

La formule de Freeman et Garzoli :

$$Kr = Cs + 0.5(1 - Cs) = 0.8$$

On prend la formule de Freeman et Garzoli donc : $Kr = 0.8$

1. Dose nette pratique

La deuxième étape en micro-irrigation, est la détermination d'une fraction ou pourcentage d'humidification du bulbe humide dans la zone racinaire. La différence par rapport aux autres systèmes (gravitaire ou par aspersion) est qu'il ne s'agit plus d'humidifier uniformément la totalité du sol sur une même profondeur h :

La dose (RFU) étant définie par la hauteur d'eau P :

$$Dp = (Hcc - Hpf) \cdot Y \cdot Z \cdot P\% = RFU \cdot P\%$$

Tel que : Hcc : (28%), Hpf : (17%) ; Y : (2/3) ; Z : profondeur des racines (1500 mm)

P : Pourcentage du sol humidifié $P\% = \frac{n \cdot Spd \cdot Sh}{Sa \cdot Sr}$

P : Volume du sol humidifié

N : Nombre de point (goutteurs) de distribution par arbre = 2

S_{pd} : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre = 2

S_h : Largeur de la bande humidifiée = 1m (arbres)

S_r : Ecartement entre rangs d'arbre

S_a : espacement des arbres sur les rangs

$$P\% = \frac{2 \cdot 2 \cdot 1}{4 \cdot 4} = 25\%$$

$$Dp = (28 - 17) / 100 \times 1500 \times 2/3 \times 1.35 \times 0.25 = Dp = 37.13 \text{ mm.}$$

Chapitre VII

2. Fréquence des arrosages (Fr jours)

La fréquence d'arrosage est donnée par la formule suivante :

$$Tr = \frac{Dose\ nette}{ETMc} = \frac{37.13}{3.52} = 11\ jours$$

Donc on prend $Tr = 11$ jours.

3. Calcul de la dose réelle

On recalcule la nouvelle dose réelle (dose brute)

Dose réelle corrigée = $Bj * Fr / (Ef.Cu)$

Cu : coefficient d'uniformité $Cu=90\%$

Eff : efficience du réseau d'irrigation $Eff=90\%$:

$$Dose\ relle = \frac{Dr}{Cu * eff} = \frac{3.52 * 10}{0.9 * 0.9} = 43.5\ mm$$

4. Durée de fonctionnement par d'arrosage (h)

$$\theta = \frac{Dbr * Sd * Sr}{n * qg} \text{ (VI.4)}$$

Sr et Sd espacement entre rang et distributeur, n et Qg nombre et débit du goutteur.

$$\theta = \frac{43.5 * 2 * 4}{2 * 4} = 43\ heures$$

5. Durée d'arrosage journalier

$$Dj = \frac{durée\ d'arrosage}{Fr} = \frac{43}{11} = 4\ heures/jour$$

6. Nombre de poste

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{Temps\ de\ travail}{Durée\ d'arrosage\ journalier} = \frac{22}{6} = 3.6$$

On prend 3 postes.

7. Surface du poste

$$Sp = \frac{Surface\ totale}{Nombre\ de\ poste} = \frac{5}{3} = 1.17\ ha$$

VII.2.3 Calculs hydrauliques

Les calculs hydrauliques consistent à déterminer les paramètres suivants :

- Les débits au niveau de chaque tronçon et à la tête du réseau.
- Les diamètres des conduites.
- Les vitesses d'écoulement de l'eau dans les conduites.
- Les pertes de charges totales.
- La variation maximale du débit entre goutteur ne doit pas dépasser 10% selon la règle de Christiansen :

$$\text{➤ } \frac{\Delta q}{q} = 10\%$$

La variation maximale de la pression

$q = K.H^x$ avec $x=0.5$ (caractéristique du goutteur)

$$\frac{\Delta q}{q(g)} = x \frac{\Delta H}{H(n)} \dots\dots\dots (VII.2)$$

Avec : $q(g)$: débit nominal du goutteur

$H(n)$ pression nominal $x=0.5$ pour les goutteurs (circuit court) et $H(n) = 10$ mce (1 bar)

$$0.1 = 0.5 \frac{\Delta H(\text{max.})}{10}$$

$$\Delta H(\text{max.}) = 1/0.5 = 2 \text{ mce.}$$

Donc selon la règle de Christiansen 10% ΔH singulières = 0.2 m

Le reste 1.8 ΔH linéaire = 1.8 m

Donc pour les rampes 2/3. 1.8 = 1.2 m et pour la porte rampe = 1/3. 1.8 = 0.6 m

1. Pour les rampes : L=88 m

a. Le nombre d'arbres par rampe:

$$N \text{ arbres} = Lr/Ea = 88/4 = 22 \text{ arbres}$$

b. Nombre des goutteurs par rampe:

$$N = N_{\text{arbres}} * n = 22 * 2 = 44 \text{ goutteurs}$$

c. Débit de la rampe

$$Q_r = N_g * Q_g = Q_r = 4 * 44 = 176 \text{ l/h}$$

$$\phi r(\text{cal}) = \left[\frac{P.d.c(r) * 2.75}{0.478 * Q(r)^{1.75} L(r)} \right]^{\frac{1}{4.75}} \dots\dots\dots (VII.3)$$

$D_{\text{rampe}} = 11.5 \text{ mm}$, on prend $DN = 16 \text{ mm}$.

2. Pour le porte Rampe : L=140 m.

a. Le nombre de rampes

$$N_r = L_{pr} / E_r = 140 / 4 = 35 \text{ rampes}$$

b. Débit du porte rampe

$$Q_{pr} = Q_r \times N_r = 176 \times 35 = 6160 \text{ l/h}$$

VII.2.4 Dimensionnement des canalisations

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 portes rampes sont calculé d'après les formules suivantes :

$$\varnothing_r(\text{cal}) = \left[\frac{P.d.c(r) * 2.75}{0.478 * Q(r)^{1.75} L(r)} \right]^{-\frac{1}{4.75}}$$

$$\varnothing_{pr}(\text{cal}) = \left[\frac{P.d.c(pr) * 2.75}{0.478 * Q(pr)^{1.75} L(pr)} \right]^{-\frac{1}{4.75}}$$

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
- $\varnothing_r(\text{cal})$: le diamètre de rampes
- $\varnothing_{pr}(\text{cal})$: le diamètre de porte rampe.

VII.2.4.1 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 :

$$i = 0.478 . D^{-4.75} . Q^{1.75} \dots\dots\dots \text{(VII.4)}$$

La perte de charge le long de la conduite en (m) :

$$j = L . i$$

Avec : L : la longueur de la conduite (m) et Q : débit (l/h) ;

D : diamètre intérieur de la canalisation (mm).

Chapitre VII

VII.2.4.2 Calculs hydrauliques de la rampe

Tableau VII .1.Caractéristique de larampe

Nombre rampe	Lr (m)	Ng	Qr (l/h)	pdc _r (m)	Dcal (mm)	DN (mm)	Vitesse m/s	hcal(m)
140	88	44	176	1.2	11.48	16	0.24	0.68

Les valeurs de pertes de charges sont inférieures à 1.2mce (la valeur maximale)

VII.2.4.3 Calculs hydrauliques de la porte rampe

Tableau. VII.2.Caractéristiques de la conduite du porte rampe

Nombre porte-rampe	Lpr(m)	Nr	Qpr (l/h)	pdcpr(m)	Dcal (mm)	DN (mm)	Vitesse (m/s)	hcal(m)
4	140	35	6160	0.6	54.28	63	0.55	0.51

La valeur de la perte de charges calculée est inférieure à 0.6 mce (pdc pr max).

On remarque que le choix des diamètres normalisés des rampes et porte rompes est fait de telle manière à respecter la limite des pertes de charges totales imposée par la règle de Christiansen.

VII.2.4.4 Calcul du diamètre de la conduite tertiaire (conduite d'approche)

Pour calculer le diamètre on doit fixer la vitesse d'écoulement (valeur optimale) d'environ 1.05 m/s tel que :

Avec : Q : débit de la conduite considérée (m³/s); $D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi V}}$

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

VII.2.4.5 Calcul les caractéristique du conduites secondaires

TableauVI.3.Caractéristique de la conduite secondaire

L(m)	Q (l/h)	V supposée (m/s)	Dcal (mm)	DN (mm)	Vcal (m/s)	hcal (m)
50	6160	1.05	45.5	63	0.6	0.3

Chapitre VII

VII.2.4.6 La pression d'eau à la borne de distribution

Les pertes de charge de la borne jusqu'au goutteur le plus défavorable :

Tableau VII.4.Récapitulatif des caractéristique des conduites

caractéristiques	La rampe	Porte rampe	Conduite secondaire
Longueur(m)	88	140	50
Diamètre(m)	16	63	63
Débit (m ³ /s)	$4.89.10^{-5}$	$1.71.10^{-3}$	$1.71.10^{-3}$
Pertes de charge(m)	0.68	0.51	0.3

A partir du tableau, on peut déterminer la perte de charge totale entre la borne d'irrigation jusqu'au goutteur le plus défavorable ; Donc la pression demandée à la borne égale à la pression nominale plus les pertes de charges.

$$\Delta h = 0.68 + 0.51 + 0.3 = 1.5 \text{ m}$$

$$P = 10 + 1.5 = 11.5 \text{ mce.}$$

Le réseau d'irrigation sera installé sur la parcelle N°04 alimentée par la borne **B04** et dont la pression calculée est de l'ordre de **4.41bars**, ce qui est largement suffisant.

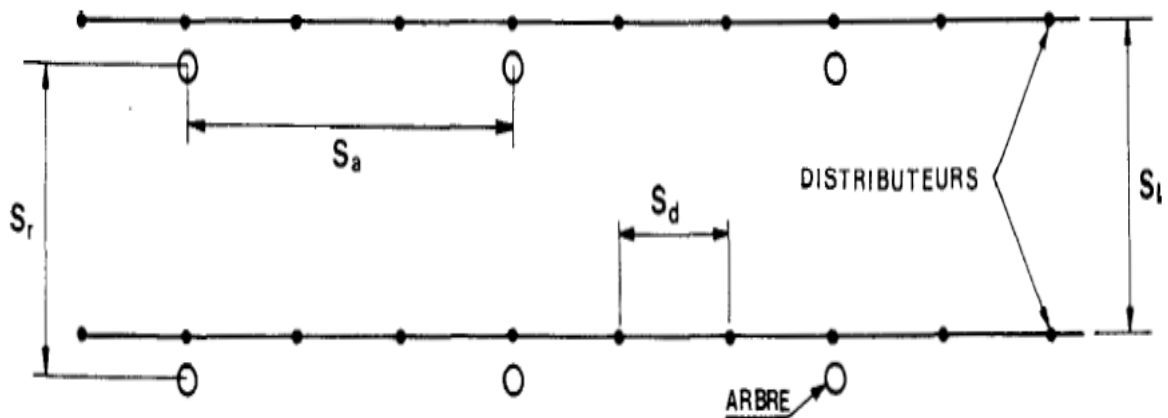


Figure VI.2.1. Schéma représentatif d'un réseau Goutte à Goutte

VII.3) Dimensionnement d'un réseau d'aspersion

VII.3.1 Choix de la culture

Dans notre cas nous avons choisi l'irrigation de **Maïs**, cette culture présente des avantages agronomiques et économiques importants et elle est largement extensive.

VII.3.2 Choix des parcelles et de l'ilot

Les parcelles choisies pour l'arrosage par aspersion dans l'ilot N°12 qui présente une superficie de **3.5ha** et qui dispose d'une pression de **4.87bars**.

Surface : 3.5 ha.

Longueur de la parcelle : 240 m.

Largeur : 144m.

Temps de travail : 22 heures par jour, et 26 jours par mois

Besoins en de pointe : 208.51 mm/mois pour le mois de pointe (juin).

Perméabilité du sol : le sol est de type argileux-limoneux avec une perméabilité estimée à :
 $K=6.5$ mm/h.

Dose pratique : RFU : elle est calculée comme suit :

$$RFU = Y (H_{cc} - H_{pf}) \cdot D_a \cdot Z \dots\dots\dots (VII.5)$$

Y: degré de tarissement : égal à 1/2 (pour le maïs) ;

D_a: densité apparente : égale à 1.35

Z: profondeur d'enracinement mm (0.9 m pour le maïs)

H_{cc}: humidité à la capacité au champ (28%)

H_{pf} : humidité au point de flétrissement (17%).

RFU= 74.25 mm.

VII.3.3 Dimensionnement théorique

VII.3.3.1 Calcul du diamètre de l'ajutage

La perméabilité du sol $K=6.5$ mm/h; On pose $p \leq k$ tel que p : pluviométrie de la buse.

$$p = \frac{1,5 \cdot d}{1,04} \dots\dots\dots (VII.6)$$

$$D'où : d = \frac{6.5 \cdot 1,04}{1,5} = 4,51 \text{ mm}$$

D'après la fiche technique d'un arroseur de type Perrot le diamètre de la buse normalisé le plus proche est de 4.5 mm.

VII.3.3.2 Calcul de la portée du jet (L)

La portée du jet est la distance de l'appareil au point du rayon arrosé, se calcule par l'équation suivante :

$$L = 3 \cdot d^{0,5} \cdot h^{0,25} \dots\dots\dots (VII.7)$$

Avec : d : le diamètre de la buse (mm)

h : pression à la buse (m), dans notre cas P= 3 bars, hauteur d'eau =30m.

$$L = 3 \cdot (4,50)^{0,5} \cdot 30^{0,25} = 14.89m$$

Théoriquement, cette formule est valable, mais demande encore plus de précisions en fonction du diamètre choisi et recommandé par le fournisseur.

D'après le catalogue, pour le diamètre de la buse de 4.5 mm à une pression minimale de 3 bars, la portée calculée est de 15.5m.

VII.3.3.3 Ecartements entre les rampes et arroseurs

En fonction de la vitesse du vent, les normes américaines recommandent l'écartement maximum suivant :

E_l entre les lignes d'arrosage : 1,25L (vent faible) à 1,02 L (vent fort).

E_a entre les arroseurs sur la rampe : 0,8 L (vent faible) à 0,5 L (vent fort).

Notre zone d'étude présente des vitesses maximales de vents de l'ordre de 3m/s=10.8Km/h, donc on prend les valeurs suivantes :

$$E_l = 1,25 \cdot 14.89 = 18.6m \quad E_a = 0.8 \cdot 14.89 = 11.9m$$

Les valeurs normalisées des écartements sont comme suit :

$$E_l = 18m, \quad E_a = 12m.$$

VII.3.3.4 Débit de l'asperseur

Le débit d'un asperseur se calcule, par la relation suivante :

$$q = 0,95 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

$$q = 0,95 \cdot \frac{3,14 \cdot (4,5 \cdot 10^{-3})^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 45} = 0.00045m^3/s$$

$$q = 1.32 m^3/h$$

Avec q débit de l'asperseur (m³/s).

VII.3.3.5 Vérification de la pluviométrie de la buse

Si on admet que l'écartement est proportionnel à la portée, la pluviométrie horaire p en (mm/h) peut être appréciée via la relation :

$$p = \frac{q}{E_l \cdot E_a} \dots\dots\dots(\text{VII.8})$$

q : est le débit de l'asperseur choisi, =1.32 m³/h

$$\text{D'où } p = \frac{1.32}{18 \cdot 24} \cdot 10^{-3} = 6.11 \text{ mm/h}$$

Donc le diamètre de la buse choisi assurera une pluviométrie $P \leq K = 6.5$ mm/h.

VII.3.3.6 Calcul du tour d'eau

La durée du tour d'eau correspond à la durée nécessaire à l'arrosage de l'ensemble des parcelles.

$$T_{eau} = \frac{Dose_{RFU} \cdot N_J}{B_{mp}} \dots\dots\dots(\text{VII.9})$$

Teau= (74.25 . 26)/ 208.5 = 9.3 jours.

On prend un tour d'eau de 9 jours, Donc on irrigue 3 fois par mois.

VII.3.3.7 calcul de la dose réelle

Dr = Teau*la dose journaliere = 9. (208.5/30) = 62.5 mm.

VI.3.3.8 Calcul de la dose brute

Db = Dr /0,75 = 62.5 /0,75 =83.3mm.

VII.3.3.9 Temps d'arrosage

Le temps T pour donner une dose par un asperseur sans dépasser la capacité d'infiltration se calcule d'après la relation suivante :

$$T = \frac{dose_réelle_brute}{pluviometrie} = 13.11 \text{ h, on prend } T = 13 \text{ h.}$$

Donc on pourra adopter **2 postes** par jour pour chaque asperseur.

VII.3.4 Calcul du débit d'équipement (Qeq)

$$Q_{eq} = \frac{S(ha).B(mm).10}{T.n.Nj} = \frac{3,5 * 208.5 * 10}{13 * 2 * 26} = 10.79 m^3/h$$

a) Calcul de l'unité d'arrosage (SU)

La surface unitaire arrosée :

$$SU = \frac{S}{Teau. \times n} = \frac{3.5}{9 \times 2} = 0,19 ha$$

b) Nombre d'asperseur requis (Nasp)

$$N_{asp} = \frac{Su * 10000}{El.Ea} = 09 asp$$

c) Calcul du volume fourni par un asperseur par mois

V = nbr de position par jour * nbr d'irrigation par mois * Dose brute * Ea * El

$$V = (2 * 26 * 83.3 * 12 * 18) / 1000 = 985.6 m^3$$

VII.3.5 Dimensionnement hydrauliques des rampes

a) Longueur de la rampe

Il est envisagé deux dispositifs d'installation des asperseurs sur la rampe :

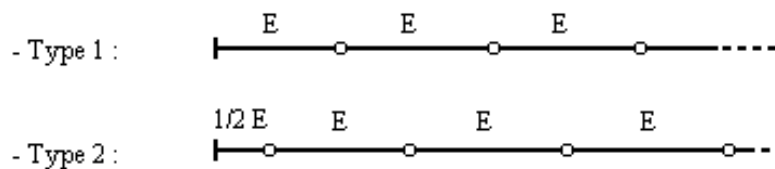


Figure VI.3.1: Dispositifs d'installation des asperseurs sur la rampe.

La longueur de la rampe est donc :

Pour le type 1 : $L = n * E$

Pour le type 2 : $L = (n - 0,5) * E$

d'où :

$$L = (\text{largeur de terrain} / 2) - (Ea/2) = (144/2) - (12/2) = 66 m$$

b) Nbre asperseur/rampe (N)

$N = \text{largeur}/E_a = L_r/E_a = 66/12 = 6$ asperseurs

c) Nombre de rampes(Nr)

$N_r = \text{Nbre asperseur} / (\text{Nbre asperseur/rampe}) = 11/6 = 2$ rampes.

d) Calcul du débit de la rampe(Qr)

$Q_r = \text{le débit de l'asperseur} \times \text{le nombre d'asperseur/rampe}$.

Le débit de la rampe : $Q_r = 1.32 * 6 = 7.92 \text{ m}^3/\text{h}$

Nombre de position des rampes :

$$N_r = \frac{l_r}{E_l} = \frac{240}{18} \approx 14$$

L_r : longueur du terrain = 240 m, E_l : espacement entre les rampes (=18m).

Nous avons les données suivantes

Longueur de la rampe $L = 66\text{m}$.

Nombre d'asperseur par rampe 6 asperseurs

Débit de la rampe = $7.92 \text{ m}^3/\text{h} = 0.0022 \text{ m}^3/\text{s}$.

e) Calcul du Diamètre de la rampe

$$\text{Diamètre de la rampe : } D_R = \sqrt{\frac{4Q_R}{\pi V}}$$

Avec V : vitesse de l'écoulement à travers la rampe

Ou : $V \leq V_{ADM}$; $V_{adm} \in [0.5 \div 2.5] \text{ m/s}$

On suppose que $V = 1.5 \text{ m/s}$ et on calcule D_R

$$D_R = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.0022}{\pi \cdot 1.5}} = 43.2 \text{ mm},$$

Les conduites en PEHD disponibles sur le marché ont les diamètres suivants :

50 ; 63 ; 75 ; 90 ; 110 ; 125 ; 160 et 200mm. Le diamètre normalisé ($D_T = 50 \text{ mm}$).

La nouvelle vitesse sera : $v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d^2} = \frac{4 \cdot 0.0022}{\pi \cdot (50 \cdot 10^{-3})^2} = 1.12 \text{ m/s}$ Ce qui est conforme.

VII.3.6 Dimensionnement du porte-rampe

La longueur du porte-rampe est 120m.

On recalcule avec le porte-rampe :

$$Q_{\text{porte rampe}} = 15.83 \text{ m}^3/\text{h} \quad Q_{\text{porte rampe}} = 0.0044 \text{ m}^3/\text{s}$$

On suppose que $V = 1.5 \text{ m/s}$ et on calcule le diamètre du porte rampe :

$$D_{PR} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.0044}{\pi \cdot 1.5}} = 61.3 \text{ mm},$$

On prend donc un diamètre du porte- rampe $D=75 \text{ mm}$.

La nouvelle vitesse sera :

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d^2} = 1.0 \text{ m/s} \text{ Ce qui est conforme}$$

a) Calcul des pertes de charge

L'expression générale des pertes de charges linéaire dans les conduites est calculée généralement par une formule de type Hazen Williams :

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_H} \right)^{1.852} \frac{Q^{1.852}}{D^{4.87}} \dots\dots\dots \text{(VII.10)}$$

Ou ΔH = Perte de charge unitaires (m/m)

Q : Debit de la conduite en m^3/s

CH : coefficient equivaut à 140 (PEHD).

Pour la rampe on a $L=66 \text{ m}$, $D= 50 \text{ mm}$, $Q= 0.0022 \text{ m}^3/\text{s}$.

On trouve les pertes de charge totales : $\Delta H \text{ rampe} = 2.13 \text{ m}$.

Pour la porte rampe on a : $L=111 \text{ m}$, $D=74 \text{ mm}$, $Q=0.0044 \text{ m}^3/\text{s}$.

On trouve les pertes de charge totales : $\Delta H = 1.80 \text{ m}$.

Pour la conduite secondaire on a : $L=72 \text{ m}$, $D=75 \text{ mm}$, $Q=2 \cdot (0.0044) \text{ m}^3/\text{s}$.

On trouve les pertes de charge totales : $\Delta H = 1.16 \text{ m}$.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Chapitre VII

Tableau VI.3.1:Résultat de calcul pratique d'aspersion

Paramètres	Rampe	Porte Rampe	Conduite secondaire
Longueur (m)	66	111	72
Diamètre (mm)	50	75	75
Débit (m ³ /s)	0.0022	0.0044	0.0044
Vitesse (m/s)	1.12	1.0	1.0
Perte de charge totale (m)	2.13	1.80	1.16

$\Delta H_t = 2.13 + 1.80 + 1.16 = 5.1$ m de perte de charge, la règle de Christiansen est donc respectée.

VII.3.7 Calcul de la pression en tête du réseau

C'est la pression nécessaire pour le bon fonctionnement du dernier asperseur.

$$H = H_1 + H_2 + H_3 \quad \dots\dots\dots \text{(VII.11)}$$

H : pression à la tête de la parcelle.

H1 : pression nécessaire pour le bon fonctionnement d'un asperseur (3bar).

H2 : perte de charge totale de la rampe

H3 : la dénivelée. (0 m. terrain relativement plat)

$$H = 3 + 0 + 0.51 = 3.51$$

La pression exigée pour le réseau d'aspersion est de 3.5 bars, la pression à la borne est de 4.87 bars, ce qui est largement suffisant.

VII.3.8 Conclusion

Il est clair que le mode d'irrigation goutte à goutte offre meilleure économie d'eau d'une part, d'autre part une pression de 1 bar sera suffisante au goutteur. Contrairement au mode d'irrigation par aspersion qu'il nécessite une pression importante.

A la fin de ce dimensionnement on a confirmé que le choix des techniques d'irrigation révèle d'une grande importance dans l'aménagement d'un périmètre, vu qu'il joue un rôle capital dans le rendement des cultures

A ce titre on a choisi le goutte à goutte pour l'olivier et l'aspersion pour le maïs

Chapitre VIII :

**Calcul technico-
économique**

Chapitre VIII : Calcul technico-économique

Introduction

L'objectif de ce chapitre est l'évaluation de coût estimatif de notre projet, pour ce la, il faut tenir compte de : l'investissement, frais d'exploitation et efficacité des systèmes d'irrigation.

VIII-1) Différents travaux à entreprendre

VIII-1-1 Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction et le réseau distribution sont :

a. Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b. pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 12cm dans notre cas.

c. Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de la pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

d. Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,8 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement.

e. Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

f. Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et d'éviter le tassement par la suite.

VII-2) Calcul des volumes des travaux de l'adduction

A-Calcul du volume de terrassement

a. Largeur du fond de la tranchée

La largeur d'ouverture de la tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + (0.6)$$

Avec : B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

b. profondeur de la tranchée

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, et d'empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

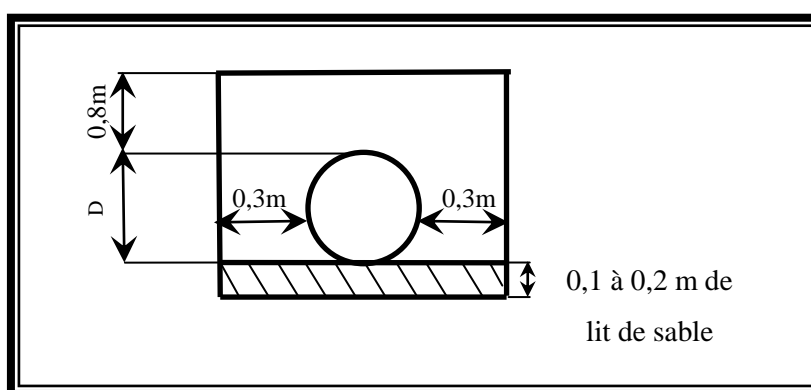


Figure. VII.1 : Schéma d'une tranchée

$$H = e + d + h \quad (\text{m}) \quad \dots\dots\dots (\text{VIII.1})$$

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.

Chapitre VIII

B- Calcul du volume de déblai

La surface à calculer est la surface rectangulaire : $S=B*H$

Tableau VII-1 : calcul du volume de déblai

	Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largueur de la tranchée b :(m)	Hauteur de La tranchée(m)	Volume de déblai (m3)
La conduite de refoulement	1600	1960	2.2	2.4	8923.2

C- Calcul du volume de lit de sable

Ce lit correspond à une couche de sable de 12cm sur le fond de la tranchée, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, on calcule cette surface en utilisant la formule suivante :

$$V= e*b*L$$

Tableau VII-2 : calcul du volume de sable

	Hauteur (m)	Longueur(m)	Largueur(m)	Volume (m 3)
C. refoulement	0.2	1960	2.2	862.4

D- 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 ;

$$V_r = V_d - (V + V_s) \dots\dots\dots \text{(VIII.2)}$$

V_r : Volume du remblai compacté (m³)

V_d : Volume du déblai (m³)

V_s : Volume du sable

V : Volume occupé par la conduite (m³) ; $V = L * (\frac{\pi D^2}{4})$

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite.

Chapitre VIII

Tableau VII-3 : Calcul du volume de remblai

	Diamètre (mm)	V(Déblai) (m3)	V(Conduite) (m3)	V(Sable) (m3)	V (Remblai) (m3)
La conduite de refoulement	1600	8923.2	1254.4	862.4	6806,2

VII-2-1 Estimation du cout de pose de conduites d'adduction

Tableau VII-4 : Estimation du cout de pose de canalisation de l'adduction.

Désignation des travaux	Unité	Quantité m3	Prix unitaire DA	Montant DA
1) déblai et remblai	m3	15729.4	300	4718820
2) lit de sable	m3	862.4	800	689920
			Total (HT) 1	5408740
			TVA (19%)	1027660
			Montant TTC	6436400

VII-3) Calcul des volumes des travaux de distribution

Pour les valeurs de (h, m) sont identiques à celles de l'adduction, il suffit juste de calculer les valeurs de b, pour les différentes gammes de diamètres constituant le réseau d'irrigation.

Le tableau ci-dessous nous renseignera sur le volume des travaux de distribution selon les différents diamètres existant dans le réseau : fixant **H=1.2 m**

Chapitre VIII

VII.3.1 Déblais d'excavation

Tableau.VII.5 : volume des déblais.

Déblai				H=1,2m
Diamètre (mm)	B (m)	S (m2)	Longueur (m)	Volume du déblai (m3)
Ø 75	0.675	0.81	831	673.11
Ø 90	0.69	0.828	2405	1991.34
Ø 110	0.71	0.852	1284	1093.968
Ø160	0.76	0.912	4258	3883.296
Ø 200	0.8	0.96	665	638.4
Ø 250	0.85	1.02	1027	1047.54
Ø 315	0.915	1.098	2520	2766.96
Ø 400	1	1.2	800	960
Ø 600	1.2	1.44	3600	5184
Somme				19880.514

VII.3.2 Pose du lit de sable.

Tableau.VII.6. volume du lit de sable.

Lit du sable				H=0,2m
Diamètre (mm)	B (m)	S (m2)	Longueur (m)	Volume du lit de sable (m3)
Ø 75	0.675	0.135	831	112.185
Ø 90	0.69	0.138	2405	331.89
Ø 110	0.71	0.142	1284	182.328
Ø160	0.76	0.152	4258	647.216
Ø 200	0.8	0.16	665	106.4
Ø 250	0.85	0.17	1027	174.59
Ø 315	0.915	0.183	2520	461.16
Ø 400	1	0.2	800	160
Ø 600	1.2	0.24	3600	864
Somme				3313.419

Chapitre VIII

VII.3.3 Remblais compacté

Pour chaque diamètre du réseau, on conclue le volume du remblai compacté d'après les résultats des deux tableaux précédents

Tableau.VII.7. volume du remblai compacté.

Diamètre (mm)	B (m)	Longueur (m)	V(Conduite) (m3)	Volume du lit de sable (m3)	Volume du déblai (m3)	volume du remblai compacté (m3)
Ø 75	0.0044	831	3.6694	112.185	673.11	557.2556
Ø 90	0.0064	2405	15.2922	331.89	1991.34	1644.1578
Ø 110	0.0095	1284	12.1961	182.328	1093.968	899.4439
Ø160	0.0201	4258	85.5688	647.216	3883.296	3150.5112
Ø 200	0.0314	665	20.8810	106.4	638.4	511.1190
Ø 250	0.0491	1027	50.3872	174.59	1047.54	822.5628
Ø 315	0.0779	2520	196.2869	461.16	2766.96	2109.5131
Ø 400	0.1256	800	100.4800	160	960	699.5200
Ø 600	0.2826	3600	1017.3600	864	5184	3302.6400
SOMME	0.8154	18760	1702.9098	3313.419	19880.514	14864.1852

Le tableau VII.8 récapitule les résultats de calculs de volume des travaux de terrassement du réseau d'irrigation :

Tableau VII.8 : Estimation du cout de pose de canalisation de la partie distribution

Désignation des travaux	Unité	Quantité M3	Prix unitaire DA	Montant DA
1) déblai	m3	19880.514	300	5964154
2) lit de sable	m3	3313.419	800	2650735
3) remblai	m3	14864.185	300	4459255
			TOTAL (HT) 1	13 074 145
			TVA (19%)	2 484 087
			Montant TTC	15 558 232

Chapitre VIII

VII-3-4 Estimation du cout du réseau de distribution

Tableau VII-9:Factures pro-forma des pièces du réseau distribution

Pièces	Unité de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
TubeØ90 PEHD	m/l	2405	371.91	894443
TubeØ110 PEHD	m/l	1284	554.07	711425
TubeØ160 PEHD	m/l	4258	1156.21	4923142
TubeØ200 PEHD	m/l	665	1808.95	1202951
TubeØ250 PEHD	m/l	1027	2 808.30	2884124
TubeØ315 fonte	m/l	2520	4 478.10	11284812
TubeØ400 fonte	m/l	800	7185.2	5748160
TubeØ600 fonte	m/l	3600	16905	60858000
bornes d'irrigation 100 mm	U	68	50000	3400000
Goutteur autorégulant 04 l/h	U	1 590.00	7.37	11718
Vanne Ø110	U	45	10000	450000
Vanne Ø160	U	102	12000	1224000
Vanne Ø315	U	15	14000	210000
filtres à sable	U	2	20000	40000
Injecteur d'engrais	U	2	17979	35958
		TVA (19%)	19914699	104 814 208
			Montant TTC	124 728 907

VII.3.5 Dévie estimatif total

Tableau VII.10 Devis estimatif total

Désignation des travaux	Prix total (DA)
Partie adduction	6 436 400
Partie distribution	15 558 232
Accessoires partie distribution	124 728 907
total	146 723 540

Montant total :

Cent quarante six millions sept cent vingt trois milles Cinque cent quarante dinars

VII-4) 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 de **146 723 540** DA. 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 gauche (Secteur EST) situé dans la Wilaya d'Ain defla, d'une superficie de 1950 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).

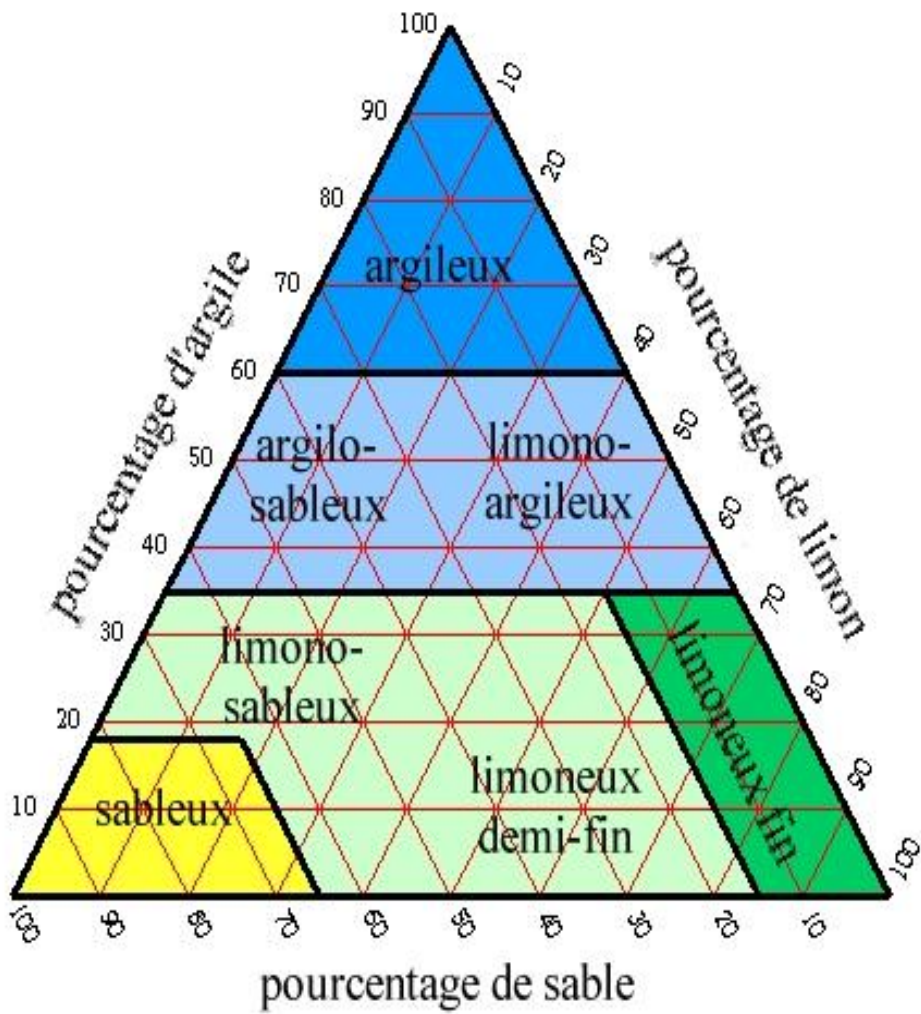
[4] Google Earth 2018 (carte détaillée de Khemis).

[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.

ANNEX

Annexe I



Annex 2

N°	Type du sol	Profondeur (cm)	Granulométrie					Complexe absorbant (meq/100g de sol)			
			A %	L_f %	L_g %	S_f %	S_g %	Ca^{++}	Mg^{++}	K^+	Na^+
1	ses quioxydes de fer	0-40	43	30	10	8	5	24	2	0.32	0.43
		40-75	38	34	10	8	5	22	3	0.23	0.43
		75-120	48	28	8	7	5	20	4	0.17	0.43
2	Calcimagnésiques	0-30	48	35	6	5	12	33	3	0.24	0.38
		30-70	49	36	6	5	1	34	3	0.20	0.43
		70-110	53	34	5	3	1	35	5	0.20	0.54
3	peu évolués	0-22	33	45	16	5	1	32	3	0.86	0.76
		22-53	33	43	17	4	0	31	3	1.14	0.64
		53-84	37	42	3	18	0	36	5	0.97	0.32
		84-115	40	54	3	0	0	29	4	1.52	0.15

Annex 3

Matière organique					Solution du sol		Caractéristiques physiques			
M (%)	C (%)	N (%)	C/N	$Caco_3$	CE (mmhos/cm)	PH	Profond	$PF_{4.2}$	PF_3	$PF_{2.5}$
1.02	6.00	0.91	1.00	0.80	0.51	7.76	0-35	17.4	14.6	29.3
0.83	5.20	0.78	7.00	0.80	0.49	7.20	35-50	12.30	13.6	28.1
0.86	5.10	0.75	7.00	0.40	0.90	6.60	50-80	15.0	18.6	32.7
1.64	9.70	1.36	7.00	10.8	0.58	7.90	0-30	-	22.7	27.1
1.42	8.40	0.99	8.00	11.4	0.37	8.00	30-60	-	23.8	28.4
1.17	6.90	0.89	8.00	9.40	0.35	8.08	60-110	-	26.5	31.3
1.53	9.00	0.94	10.0	26.62	0.62	7.90	0-30	10.6	21.8	26.4
1.45	8.50	0.89	10.0	25.32	0.49	8.00	30-65	11.4	20.8	25.8
0.73	4.30	0.66	7.00	27.61	0.70	8.14	65-110	12.6	21.7	26.3
0.73	4.30	0.62	7.00	25.58	0.65	8.02	-	-	-	-

Annexe 4

Prix unitaire des travaux

CANALISATION ET ACCESSOIRE					
11	Terrassement en terrain ordinaire y compris le remblai, et toutes sujétions de bonne exécution.	<i>M³</i>	4000	30000	120000000
12	Terrassement en terrain rocheux y compris le remblai, et toutes sujétions de bonne exécution.	<i>M³</i>	500	200000	100000000
13	Fourniture, transport et pose d'une conduites en acier noire enrobie type sous pression PN=10 bars y compris joint et bride montage et démontage et toutes sujétions de bonne exécution:DN 1200 mm	<i>Ml</i>	1450	4500000	6525000000
14	Détaché la partie de conduite existante 800mm et remplacé par DN 1000 en acier mm et mise en ouvert un Y d'ongle 20 ° y compris joint et bride montage et démontage et toutes sujétions de bonne exécution.	<i>Ml</i>	40	5000000	200000000
15	Mise en place de compteurs existant et vanne existantes DN 800 de la conduite D'AEP y compris joint et bride montage et démontage et toutes sujétions de bonne exécution.	<i>FFT</i>	<i>FFT</i>	10000000	10000000
16	Fourniture, transport et pose de débitmètre Dn 1000 mm	<i>U</i>	1	200000000	200000000
	électrique type numérique y compris joint et bride montage et démontage et toutes sujétions de bonne exécution:				
17	Fourniture, transport et pose de vanne papion Dn 1000 mm en fonte type électrique y compris joint et bride montage et démontage et toutes sujétions de bonne exécution:	<i>U</i>	1	150000000	150000000

Annexe 5

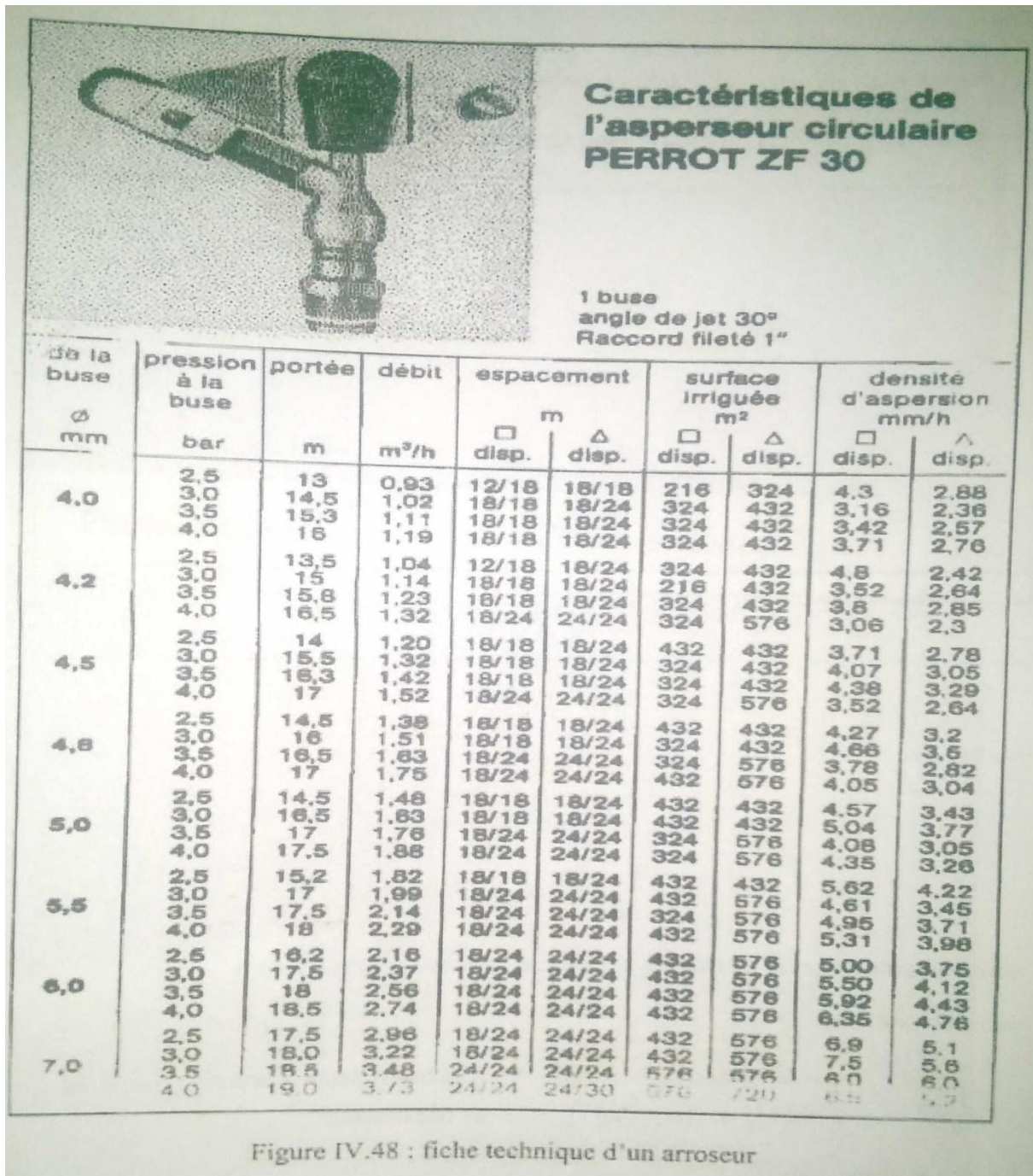


Figure IV.48 : fiche technique d'un arroseur