

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUT"



المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵎⵓⵔ ⵏ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵏ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵏ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵏ ⵙⵉⵎⵓⵔ

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

Pour l'Obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

OPTION : IRRIGATION ET DRAINAGE

Thème :

ÉTUDE D'AMÉNAGEMENT HYDRO-AGRICOLE DU PÉRIMÈTRE CHAREF À PARTIR DE LA RETENUE HADJIYA (W. DJELFA)

Présenté par :

MAZIGHI Amina

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Président
Mr. BENKACI ALI Tarek	M.C.B	Examineur
Mme. MAZOUZI Sabra	M.A.A	Examineur
Mme. AZIEZ Ouahiba	M.A.A	Promoteur

Session : 2019/2020

Dédicace

A mon support dans ma vie qui m'a appris , m'a supporté et m'a dirigé vers la gloire, à mon père Mohamed El-mouloud.

A celle qui m'a arrosé de tendresse et d'espoir, à la source d'amour qui m'a bénie par ses prières, à ma mère Fatima zohra.

A mes chères sœurs El Batoul, Meriem et Djalila et mon frère Nabil, et ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotions lors de la réalisation de ce travail. Ils m'ont chaleureusement soutenue et encouragée tout au long de mon parcours.

A ma meilleure chère amie Chahinez qui m'a aidé et supporté dans les moments difficiles durant ces trois ans d'étude, je te remercie pour tous ces beaux souvenirs et tous les moments que nous avons passés ensemble.

A mes chers amis Aimen et Seddik qui étaient toujours prêts à m'aider et me soutenir dans les moments difficiles.

A tous ceux que j'ai omis de citer.

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

Remerciement

Je remercie en premier lieu ALLAH de m'avoir accordé patience, volonté et courage pour mener à bout mes années d'études, et réaliser ce projet.

J'adresse mes sincères remerciements à mon encadrante Mme.AZIEZ.Ouahiba, pour son encadrement, suivi, contrôle, conseils et soutien, et surtout pour avoir trouvé le temps nécessaire pour me guider malgré les diverses préoccupations. Mes sincères remerciements à Mr.BENKACI.Tarik Ali ,pour ce sujet et pour son aide durant la réalisation de ce travail.

J'adresse mes sincères remerciements à l'ensemble des professeurs de l'école ENSH, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes études. Mes respects, et mes sincères remerciements vont aussi aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre humble travail.

Je remercie très chaleureusement mes parents, j'exprime envers eux une gratitude sans fin, je leur suis éternellement redevable, pour avoir toujours été à mes côtés, pour m'avoir toujours encouragé et cru en moi avant de croire en mes capacités. Je tiens à remercier ma chère sœur El-Batoul pour son aide à réaliser ce modeste travail à son support durant toutes les étapes de ma vie,également mes deux soeurs Djalila et Meriem pour leur motivation à toujours continuer et leur soutien à faire mieux, merci a mon frère Nabil qui me pousse à travailler plus.

Enfin, je remercie tous mes amis, et toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce travail, qu'elles voient en ces mots l'expression de notre gratitude pour leur présence, pour leur dévouement et pour l'aide inestimable qu'elles nous ont apportées tout au long de ce parcours.

Résumé

L'objectif de ce mémoire est l'étude d'aménagement hydro agricole du périmètre CHAREF . Le périmètre couvre une superficie de 282 ha dans la wilaya de Djelfa alimenté par la retenue collinaire EL-HADJIA. Le projet comprend une étude détaillée de la zone (climat, écologie et ressources en eau et ressources en sol) qui permet d'estimer les besoins en eau de cultures afin de concevoir un réseau d'irrigation approprié. Nous avons utilisé deux techniques d'irrigation, le système goutte à goutte et l'aspersion, à cause de leur efficacité hydraulique et agronomique. Cette étude nous a permis d'augmenter le rendement agricole en utilisant des systèmes d'irrigation optimaux et une meilleure gestion des ressources en eau.

Mots clés : Aménagement , hydro-agricole , irrigation ,goutte à goutte , l'aspersion.

Abstract

The objective of this work is the study of hydro-agricultural development of the CHAREF perimeter. The perimeter covers an area of 282 ha in the wilaya of Djelfa supplied with water by the hill reservoir EL-HADJIA. The project includes a detailed study of the area (climate, ecology, water and soil resources) that helps us estimate the water needs of crops in order to design an appropriate irrigation network. We used two irrigation techniques, drip and sprinkler systems, due to their hydraulic and agronomic efficiency. The study allowed us to increase agricultural production by using optimal irrigation systems and better water resources management.

Key words : Development , hydro-agricultural , irrigation , drip , sprinkler.

ملخص

الهدف من إنجاز الهدف من إنجاز مذكرة نهاية الدراسة هذه،هو دراسة التنمية المائية والزراعية لمحيط شارف الذي يغطي مساحة ٢٨٢ هكتار بولاية الجلفة من خزان قل الحاجية . ويتضمن المشروع دراسة تفصيلية للمنطقة (المناخ، البيئة والموارد المائية وموارد التربة) لتقدير الاحتياجات المائية للمحاصيل من أجل تصميم شبكة سقي مناسبة. بالنسبة لهاتين الطريقتين للسقي ، يتم استخدام نظام السقي بالتنقيط والرش بسبب كفاءتها الهيدروليكية والزراعية،حيث سمحت لنا هذه الدراسة بزيادة المحصول الزراعي باستخدام أنظمة السقي المثلى وتسيير أفضل للموارد المائية.

الكلمات المفتاحية: التنمية ، المائية والزراعية ، سقي ،التنقيط ، الرش.

Table des matières

Résumé	III
Abstract	III
ملخص	III
Table des matières	IV
Table des figures	IX
Liste des tableaux	XI
Liste des planches	XIV
Introduction Générale	1
1 Présentation de la zone d'étude	3
1.1 Introduction	3
1.2 Présentation géographique	3
1.2.1 Wilaya de Djelfa	3
1.2.2 Commune de Charef	5
1.3 Etude climatologique	6
1.3.1 Température	6
1.3.2 Humidité relative	7
1.3.3 Le vent	8
1.3.4 L'insolation	9
1.3.5 La précipitation	9
1.4 Calcul des indices agrométéorologiques	10

1.4.1	L'indice d'aridité de MARTONNE	10
1.4.2	Quotient pluviométrique d'EMBERGER	11
1.4.3	Diagramme ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN	12
1.5	Caractéristiques topographique de la zone d'étude	13
1.5.1	Le Relief	13
1.5.2	La géologie	14
1.5.3	L'hydrographie	14
1.6	Conclusion	15
2	Ressources en sol et ressources en eau	16
2.1	Introduction	16
2.2	Ressources en sol	16
2.2.1	Classification des sols	16
2.2.2	Profil pédologique	17
2.2.3	Description morphologique de profil	17
2.2.4	Caractéristiques hydrodynamiques des sols	17
2.2.5	Aptitude culturale de sol	18
2.3	Ressources en eau	18
2.3.1	Ressources en eau du périmètre	18
2.3.2	Etude de la qualité de l'eau d'irrigation	19
2.3.3	Classification des eaux d'irrigation	19
2.4	Etude hydrologique	23
2.4.1	Répartition de la pluie moyenne annuelle	23
2.4.2	Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique	25
2.4.3	Ajustement statique des pluies	28
2.4.4	Détermination de l'année de calcul	31
2.5	Conclusion	31
3	Besoin des cultures	33
3.1	Introduction	33
3.2	Besoins en eau des cultures	33
3.2.1	L'évapotranspiration	33
3.2.2	Calcul de l'évapotranspiration potentielle de référence (ET0)	34

3.2.3	Calcul de l'évapotranspiration maximale (ETM)	36
3.3	Besoins en eau d'irrigation	36
3.3.1	Calcul de la pluie efficace	37
3.3.2	Choix des cultures	38
3.3.3	Calcul des besoins en eau des cultures	40
3.3.4	Calcul du débit spécifique	43
3.3.5	Evaluation du débit caractéristique	44
3.3.6	Estimation des volumes d'eau d'irrigation	44
3.4	Conclusion	44
4	Etude de système d'adduction	45
4.1	Introduction	45
4.2	Alimentation en eau du périmètre	45
4.3	Organisation et structure du périmètre	45
4.3.1	Îlots et bornes d'irrigation	45
4.3.2	Rôle et fonction de la borne d'irrigation	46
4.3.3	Calcul hydraulique aux bornes	46
4.3.4	Description de l'aménagement du périmètre	49
4.4	Etude de système de pompage	50
4.4.1	Calculs hydrauliques du système d'adduction	50
4.4.2	Puissance absorbée par la pompe	53
4.4.3	Energie consommée par la pompe	53
4.4.4	Calcul du débit forcé	56
4.4.5	Choix des pompes et nombre des pompes	57
4.4.6	Protection contre la cavitation	58
4.4.7	Rendement de la station de pompage	60
4.4.8	Bâtiments de la station	60
4.4.9	Dimensionnement du réservoir de stockage (Bassin)	63
4.4.10	Choix de nombre de collecteurs et dimensionnement d'aspiration et de refoulement	64
4.5	Etude du système d'adduction	64
4.5.1	Dimensionnement du réseau d'adduction	64
4.6	Conclusion	69

5	Etude théorique des techniques d'irrigation	70
5.1	Introduction	70
5.2	Critère de choix de technique d'irrigation	70
5.3	Différentes techniques d'arrosage	71
5.4	Irrigation de surface	71
5.4.1	Irrigation par planche	72
5.4.2	Irrigation à la raie	72
5.4.3	Irrigation par submersion (par bassin)	72
5.4.4	Avantages et inconvénients de l'irrigation gravitaire	72
5.5	Irrigation par aspersion	73
5.5.1	Avantages et inconvénients de l'irrigation par aspersion	73
5.6	Irrigation localisée (Goutte à goutte)	74
5.6.1	Avantages et les inconvénients de l'irrigation localisée	74
5.7	Choix de la technique d'arrosage	75
5.8	Conclusion	76
6	Dimensionnement de la parcelle	77
6.1	Introduction	77
6.2	Dimensionnement d'un réseau d'irrigation goutte à goutte	77
6.2.1	Données générales	77
6.2.2	Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée	78
6.2.3	Calculs hydrauliques	81
6.2.4	Dimensionnement des canalisations du réseau	82
6.3	Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion	86
6.3.1	Données générales	86
6.3.2	Dose pratique : RFU	87
6.3.3	Le diamètre de l'ajutage	87
6.3.4	Calcul de la portée du jet (L)	87
6.3.5	Écartements entre les rampes et les arroseurs	87
6.3.6	Paramètres d'arrosage	89
6.3.7	Calcul du débit d'équipement	90
6.3.8	Calculs hydrauliques	91
6.3.9	Nombre de rampes	92

6.3.10	Dimensionnement de la rampe	92
6.3.11	Dimensionnement de la porte rampe	93
6.4	Conclusion	95
7	Analyse technico-économique	97
7.1	Introduction	97
7.2	Différents travaux à entreprendre	97
7.2.1	Exécution des tranchées	97
7.2.2	Pose du lit de sable	97
7.2.3	Pose des conduites	98
7.2.4	Assemblage des conduites en PEHD	98
7.2.5	Epreuve de joint et de la canalisation	99
7.2.6	Remblayage des tranchées	99
7.2.7	Nivellement et compactage	99
7.2.8	Contrôle du compactage des tranchées	99
7.3	Choix des engins du chantier	99
7.4	Facture des différents types de conduites du réseau de distribution	101
7.5	Frais des travaux sur le réseau d'irrigation	104
7.5.1	Calcul des volumes de remblai et de déblai	104
7.6	Conclusion	106
	Conclusion Générale	107
	Annexe A	109
	Annexe B	111
	Annexe C	113
	Annexe D	115
	Annexe E	117
	Bibliographie	119

Table des figures

1.1	Localisation de la wilaya de Djelfa (adapté de [2])	4
1.2	Carte de situation de la commune de Charef [8]	5
1.3	L’histogramme des moyennes mensuelles des températures (C°) période (81/19)	7
1.4	Histogramme des moyennes mensuelles de l’humidité (%) - période (1981/2019)	8
1.5	Histogramme des moyennes mensuelles des précipitations	10
1.6	Diagramme bioclimatique d’EMBERGER [14]	12
1.7	Climagramme pluviométrique de GAUSSEN	13
2.1	Diagramme de classification des eaux d’irrigation [1]	22
2.2	Ajustement des pluies annuelles par la loi normale	29
2.3	Ajustement des pluies annuelles par la loi log-normale	30
3.1	Cycle végétatif des cultures	40
4.1	Schéma de la variante d’irrigation sous pression	50
4.2	Graphe du bilan en fonction diamètre	56
4.3	Courbe caractéristique de la pompe (CAPRARI)	58
5.1	Les systèmes d’irrigation [3]	71
6.1	Dispositifs d’installation des goutteurs sur la rampe	78
7.1	Une pelle mécanique JCB JS175W [11]	100
7.2	Un compacteur à rouleau lisse Bomag BW 213 DH-4 [6]	100
7.3	Pose de canalisation [7]	101
7.4	Disposition de la conduite dans une tranchée	104
0.5	Capture de la table de c2 théorique [18]	110
0.6	Les caractéristiques de la pompe choisie	114

0.7	Diamètres des conduites PEHD (Groupe CHIALI) [9]	116
0.8	Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30 [3]	118

Liste des tableaux

1.1 Répartition des températures minimales, maximales et moyennes par mois (1981-2019) [17]	6
1.2 Humidité relative à la station période 1981-2019 [17]	7
1.3 Moyenne mensuelle de la vitesse du vent (m/s) période 1981-2019 [17]	8
1.4 Durée moyenne mensuelle de l'insolation(heures) - période 1981-2019 [17]	9
1.5 Répartition mensuelle des précipitations [17]	9
1.6 Classification du climat selon MARTONNE [13]	11
2.1 Propriétés hydrodynamiques des sols	17
2.2 Caractéristiques de la retenue (adapté de [12])	18
2.3 Caractéristiques chimique de l'eau d'irrigation	19
2.4 Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique [1]	20
2.5 Classification des eaux en fonction de SAR (adapté de [1])	20
2.6 Répartition des pluies moyennes mensuelles et annuelles en (mm/j) [17]	24
2.7 Caractéristiques de la série pluviométrique	25
2.8 Résultats du test de Mood	25
2.8 Résultats du test de Mood	26
2.8 Résultats du test de Mood	27
2.9 Test de validité des deux ajustements	30
2.10 Résultat de l'ajustement	31
2.11 Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche ($freq = 80\%$)	31
3.1 Calcul de l'évapotranspiration de référence à l'aide de CROPWAT 8.0.	36
3.2 Calcul des pluies efficaces pour chaque mois en mm	38
3.3 Scénarios d'occupation du sol par l'ensemble de l'exploitation du périmètre	39
3.4 Occupation de sol en fonction des cultures	39

3.5	Calcul des besoins en eau du Blé	40
3.6	Calcul des besoins en eau de l'Orge en vert	41
3.7	Calcul des besoins en eau de Luzerne	41
3.8	Calcul des besoins en eau de Courgette	41
3.9	Calcul des besoins en eau de Pomme de terre (S)	42
3.10	Calcul des besoins en eau de Pomme de terre (AS)	42
3.11	Calcul des besoins en eau de Pêcher	42
3.12	Calcul des besoins en eau de l'Olivier	42
3.13	Récapitulatif des besoins net totaux des cultures en mm/mois	43
3.14	Volume d'eau d'irrigation	44
4.1	Type de bornes en fonction de superficies des îlots [4]	47
4.2	Calcul des débits des îlots et choix du type de bornes	48
4.3	Récapitulatif du calcul aux bornes	49
4.4	Calcul des pertes de charge	52
4.5	Calcul des frais d'exploitation	54
4.6	Calcul des frais d'amortissement	55
4.7	Calcul du bilan total	55
4.8	Choix du nombre de pompes [15]	57
4.9	Variantes pour le choix du nombre de pompes	58
4.10	Pression atmosphérique en fonction de la côte [9]	59
4.11	Pression de vapeur en fonction de la température [9]	59
4.12	Choix du type de bâtiment [15]	61
4.13	Calculs hydrauliques du réseau d'adduction	66
4.14	Calculs hydrauliques du réseau de distribution	67
4.14	Calculs hydrauliques du réseau de distribution	68
5.1	Analyse multicritères de choix de technique d'arrosage	75
6.1	Récapitulatif des calculs hydrauliques	86
6.2	Résultat du calcul pratique d'aspersion	95
7.1	Les engins utilisés pour la mise en place des conduites et leurs rôles	100
7.2	Facture des différents types de conduites du réseau de distribution	102

7.3	Coût des équipements de protection du réseau de distribution	103
7.4	Calcul des différents volumes	105
7.5	Coût des travaux de terrassement	106
7.6	Coût total des travaux	106
0.7	Coefficient cultural K_c	112
0.8	La profondeur d'enracinement Z des cultures	112

Liste des planches

- **Planche 1** :Plan de situation
- **Planche 2** :Réseau de distribution
- **Planche 3** :Profil en long de la conduite de refoulement
- **Planche 4** :Profil en long du réseau de distribution

Introduction Générale

L'eau est une ressource essentielle dans la vie. Elle fait l'objet d'utilisation très diverse par l'homme. Indispensable dans la production agricole, énergétique et industrielle, l'eau couvre près des trois quarts de la superficie du globe, entre dans 60% environ de la constitution des organismes des animaux et 80% environ dans ceux des végétaux. Cet élément constitue en lui-même une richesse. Il suffit pour cela de se rappeler des périodes de sécheresse pour sentir l'aspect primordial de l'eau et l'impact physiologique qui provoque un manque d'eau. Les besoins en eau pour la population, l'industrie, l'agriculture deviennent de plus en plus importants alors que l'eau se fait rare ; ce qui nécessite la mise en place d'une politique d'utilisation rationnelle de l'eau en générale, et plus particulièrement en irrigation ou diminue avec le temps et les sols s'appauvrissent. L'objectif est de valoriser à la fois le mètre cube (m^3) d'eau et l'hectare. Dans le domaine agricole l'eau est un élément essentiel pour garantir une sécurité socio-économique à moyen et long terme et pour donner la quantité nécessaire aux cultures et aux animaux. Les besoins en eau d'irrigation varient dans le temps par rapport aux saisons, ainsi que le développement de la culture depuis le stade de croissance végétative jusqu'à sénescence en passant par stades de floraison et enfin la fructification.

Ce présent mémoire consiste à faire montrer un projet d'aménagement hydro agricole du périmètre CHAREF à partir de la retenue collinaire EL-HADJIA. Notre travail consiste à dimensionner un réseau d'adduction et de distribution permettant l'approvisionnement du périmètre CHAREF. Pour bien mener cette étude nous avons opté pour le plan suivant :

- **Chapitre 1** : Présentation de la zone d'étude
- **Chapitre 2** : Ressources en sol et ressources en eau
- **Chapitre 3** : Besoin des cultures
- **Chapitre 4** : Etude de système d'adduction
- **Chapitre 5** : Etude théorique des techniques d'irrigation

- **Chapitre 6** : Dimensionnement de la parcelle
- **Chapitre 7** : Analyse technico-économique

Chapitre 1

Présentation de la zone d'étude

1.1 Introduction

Ce chapitre donne une présentation générale du site concerné par l'étude. Cette présentation comprend la situation géographique de ce dernier, les conditions climatiques, l'étude pédologique, l'étude hydrogéologique, et l'étude hydrologique.

1.2 Présentation géographique

1.2.1 Wilaya de Djelfa

Wilaya de Djelfa est située dans la partie centrale de l'Algérie du Nord au delà des piémonts Sud de l'Atlas Tellien en venant du Nord dont le chef lieu de Wilaya est à 300 kilomètres au Sud de la capitale. Elle est comprise entre 2° et 5° de longitude Est et entre 33° et 35° de latitude Nord sur une superficie de 32 256,35 km², comportant 12 daïras et 36 communes avec le code 17, limitée par les wilayas suivantes comme indiqué dans la figure 1.1 :

- Au Nord par les Wilayas de Médéa et de Tissemsilt .
- A l'Est par les Wilayas de M'Sila et de Biskra .
- A l'Ouest par les Wilayas de Laghouat et de Tiaret.
- Au Sud par les Wilayas de Ouargla, d'El Oued et de Ghardaïa.

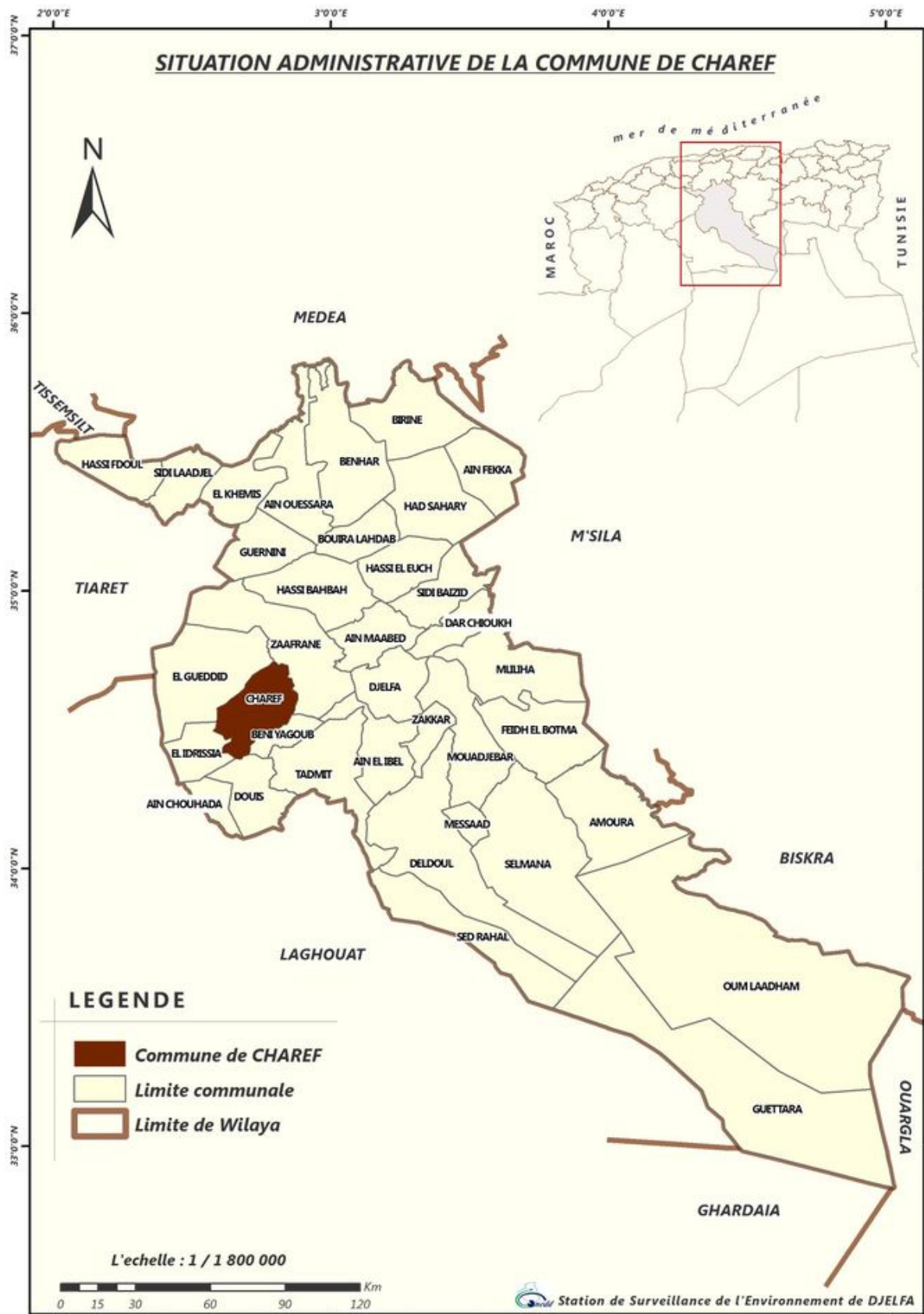


FIGURE 1.1: Localisation de la wilaya de Djelfa (adapté de [2])

1.2.2 Commune de Charef

La commune est limitée au nord et à l'est par la commune de Zaafrane, à l'ouest par la commune d'El Guedid et d'El Idrissia et au sud par la commune de Beni Yacoub comme indisqué dans la figure 1.2.

Le périmètre est délimité par la chaîne de montagne de "Djebel SENALBA" au sud et au sud ouest par les collines de Charef. Il se situe à l'ouest de la commune de Djelfa et au sud du village Taouzi. Il est localisé selon les coordonnées suivantes :

- Longitude : 2° 35' EST
- Latitude : 34° 49' NORD
- Altitude : 1120 m.



FIGURE 1.2: Carte de situation de la commune de Charef [8]

1.3 Etude climatologique

La région est caractérisée par un climat semi-aride, les étés sont très chauds et dégagé dans l'ensemble ; les hivers sont très froids, venteux et partiellement nuageux. (Station de Djelfa).

1.3.1 Température

Les températures constituent un des facteurs majeurs caractéristiques du climat semi-aride et l'un des éléments importants pour le développement de végétation. Le tableau 1.1 et la figure 1.3 ci-dessous illustrent les variations de la température moyenne.

TABLE 1.1: Répartition des températures minimales, maximales et moyennes par mois (1981-2019) [17]

Mois	jan	fév	mar	avr	mai	jui	jul	août	sep	oct	nov	dec	annuel
T max(C°)	11,61	13,44	17,34	21,14	26,12	32,07	36,36	35,42	29,67	23,73	16,75	12,60	23,07
T min(C°)	0,84	1,49	4,03	6,82	11,17	16,24	20,10	20,21	16,02	11,21	5,62	2,34	9,72
T moy(C°)	5,27	6,68	10,09	13,63	18,49	24,13	28,15	27,56	22,39	16,76	10,33	6,52	15,88

A Charef la température moyenne annuelle est de 15.88°C , ce qui correspond à une région froide ($T < 20^{\circ}\text{C}$). La saison chaude s'étale sur 4 mois. Au mois de Janvier et Février, la température moyenne oscille entre 5 et 7°C , par contre en été elle est élevée ($T > 22^{\circ}\text{C}$).

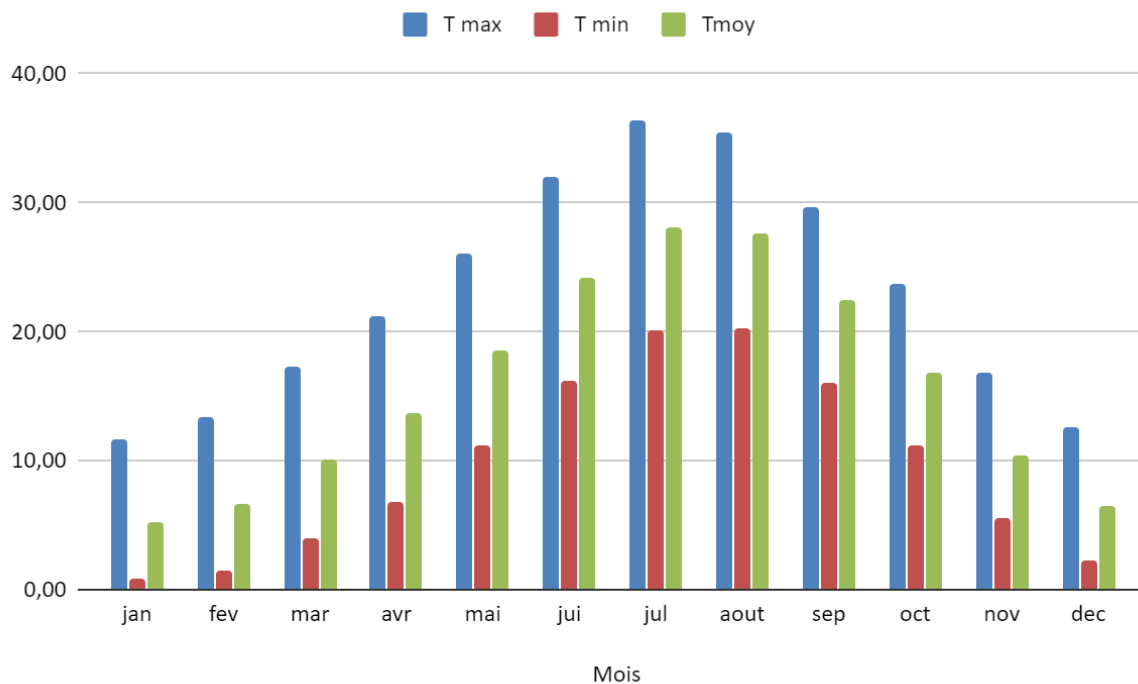


FIGURE 1.3: L’histogramme des moyennes mensuelles des températures (C°) période (81/19)

La température est marquée par une grande amplitude entre l’été et l’hiver. La période chaude commence au mois de juin et dure jusqu’au mois de septembre.

1.3.2 Humidité relative

Le tableau 1.2 indique les variations moyennes mensuelles de l’humidité relative. Le graphe correspondant au tableau 1.2 est illustré dans la figure 1.4.

TABLE 1.2: Humidité relative à la station période 1981-2019 [17]

Mois	jan	fév	mar	avr	mai	jui	jul	août	sep	oct	nov	dec	Annuel
Humidité %	70,94	65,43	57,91	51,49	45,16	35,95	27,65	30,13	42,24	52,39	64,18	72,72	51,27

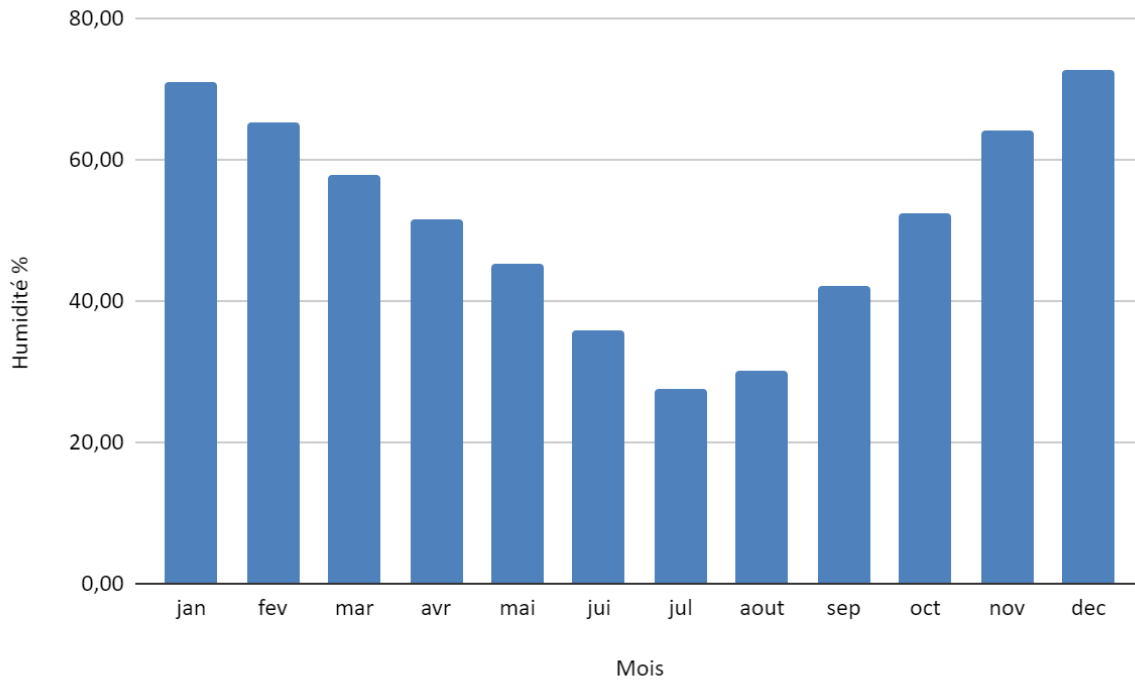


FIGURE 1.4: Histogramme des moyennes mensuelles de l'humidité (%) - période (1981/2019)

Le niveau d'humidité perçu à Charef est de 30% en été et de 75% en hiver.

1.3.3 Le vent

Le vent est le composant climatique le plus marquant dans les régions des hauts plateaux, c'est un facteur important à prendre en considération dans l'agriculture. Le vent joue un rôle essentiel dans le phénomène de flétrissement de certaines espèces végétales sensibles à la sécheresse. Le tableau 1.3 montre la variation moyenne des vitesses de vent.

TABLE 1.3: Moyenne mensuelle de la vitesse du vent (m/s) période 1981-2019 [17]

Année	jan	fév	mar	avr	mai	jui	jul	août	sep	oct	nov	dec	Annuel
Vent(m/s)	3.2	3.28	3.31	3.4	3.14	2.93	2.86	2.64	2.75	2.77	3.16	3.15	3.05

Pendant l'hiver, les vents viennent notamment de l'ouest et du nord ouest. Par conséquent, ils amènent des précipitations. Pendant l'été les vents viennent du sud et du ouest.

1.3.4 L'insolation

L'insolation est un paramètre climatique utilisé pour le calcul de l'évapotranspiration potentielle. Le facteur de l'insolation traduit la durée du jour. Il influe directement sur la vie végétale en écourtant la durée du cycle végétatif des cultures. Le tableau 1.4 ci-dessous indique la durée moyenne de l'insolation.

TABLE 1.4: Durée moyenne mensuelle de l'insolation(heures) - période 1981-2019 [17]

Année	jan	fév	mar	avr	mai	jui	jul	août	sep	oct	nov	dec	Annuel
Insolation(heures)	2.53	3.36	4.45	5.55	6.37	6.87	7.12	6.34	5.02	3.78	2.74	2.33	4.78

1.3.5 La précipitation

La précipitation est un facteur climatique très important qui nous permet de connaître la période où les cultures ont besoin d'être irriguées. La répartition mensuelle de précipitation est indiquée dans le tableau 1.5 et illustrée dans la figure 1.5.

TABLE 1.5: Répartition mensuelle des précipitations [17]

Mois	jan	fév	mar	avr	mai	jui	jul	août	sep	oct	nov	dec	Annuel
Pmoy (mm)	37,07	29,97	31,80	35,35	35,07	19,19	8,05	18,96	32,21	34,55	34,06	32,75	349,03
P%	10,62	8,59	9,11	10,13	10,05	5,50	2,31	5,43	9,23	9,90	9,76	9,38	100

L'analyse des précipitations mensuelles enregistrées durant la période d'observation 1981/2017, soit une période de 36 années d'observation, nous a permis de déduire :

- La pluviométrie moyenne annuelle est de 349,03 mm.
- La répartition mensuelle nous révèle que les mois de juillet sont relativement les périodes les moins pluvieuses (la plus sèche), le maximum des pluies étant enregistré en Janvier (37.07 mm).
- La saison humide commence de septembre jusqu'au mai, et la saison sèche correspond aux mois Juin, Juillet et Août.

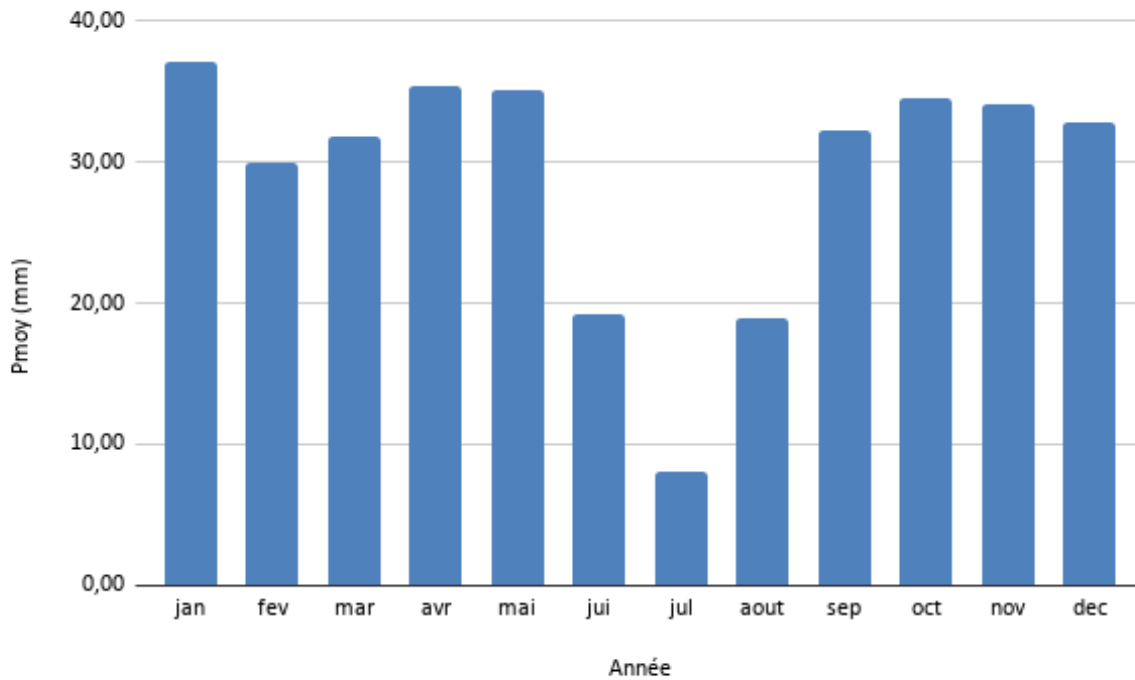


FIGURE 1.5: Histogramme des moyennes mensuelles des précipitations

1.4 Calcul des indices agrométéorologiques

Pour déterminer le type du climat des différentes variables et leur action sur les plantes, nous avons deux facteurs essentiels : la pluviométrie et la température. Les indices les plus connus sont ceux de MARTONNE (1926) et EMBERGER (1932).

1.4.1 L'indice d'aridité de MARTONNE

L'indice d'aridité permet la classification du climat, il est défini comme le rapport entre la hauteur moyenne des précipitations annuelles et la moyenne des températures annuelles. Cet indice nous renseigne sur la nécessité d'introduction de l'irrigation par rapport au climat :

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

Avec :

- **IA** : Indice climatique.
- **P** : Précipitation moyenne annuelle (mm).

- **T** : Température moyenne annuelle (°C).

D'après l'indice climatique de Martonne, les limites des climats sont données dans le tableau 1.6.

TABLE 1.6: Classification du climat selon MARTONNE [13]

Valeur de IA	Type de climat	Irrigation
$Ia < 5$	Désertique	Indispensable
$5 < Ia < 10$	Très sec	Indispensable
$10 < Ia < 20$	Sec souvent	Indispensable
$20 < Ia < 30$	Relativement humide	Parfois utile
$Ia > 30$	Humide	Inutile

Dans notre cas, nous avons : $P = 349,03mm/an$, $T = 15,88\text{ }^\circ\text{C} \Rightarrow Ia = 13.5$

Selon l'indice d'aridité calculé, nous constatons d'après la classification ci-dessus, que la région est soumise à un régime du climat sec souvent et l'irrigation est souvent indispensable.

1.4.2 Quotient pluviométrique d'EMBERGER

Il permet de déterminer l'étage bioclimatique et la valeur du coefficient pluviométrique en utilisant la formule et le diagramme bioclimatique d'Emberger.

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

Avec :

- **Q** : coefficient pluviométrique d'Emberger.
- **P** : Précipitation moyenne annuelle (*mm*).
- **M** : Température moyenne maximale du mois le plus chaud en Kelvin.
- **m** : Température moyenne minimale du mois le plus froid en Kelvin.

Dans notre cas, nous avons :

$$P = 349,03mm/an, M = 309.36K, m = 273.84K \Rightarrow Q = 33.7$$

D'après le diagramme bioclimatique d'Emberger on peut dire que le climat de notre région est un climat semi-aride, voir la figure 1.6.

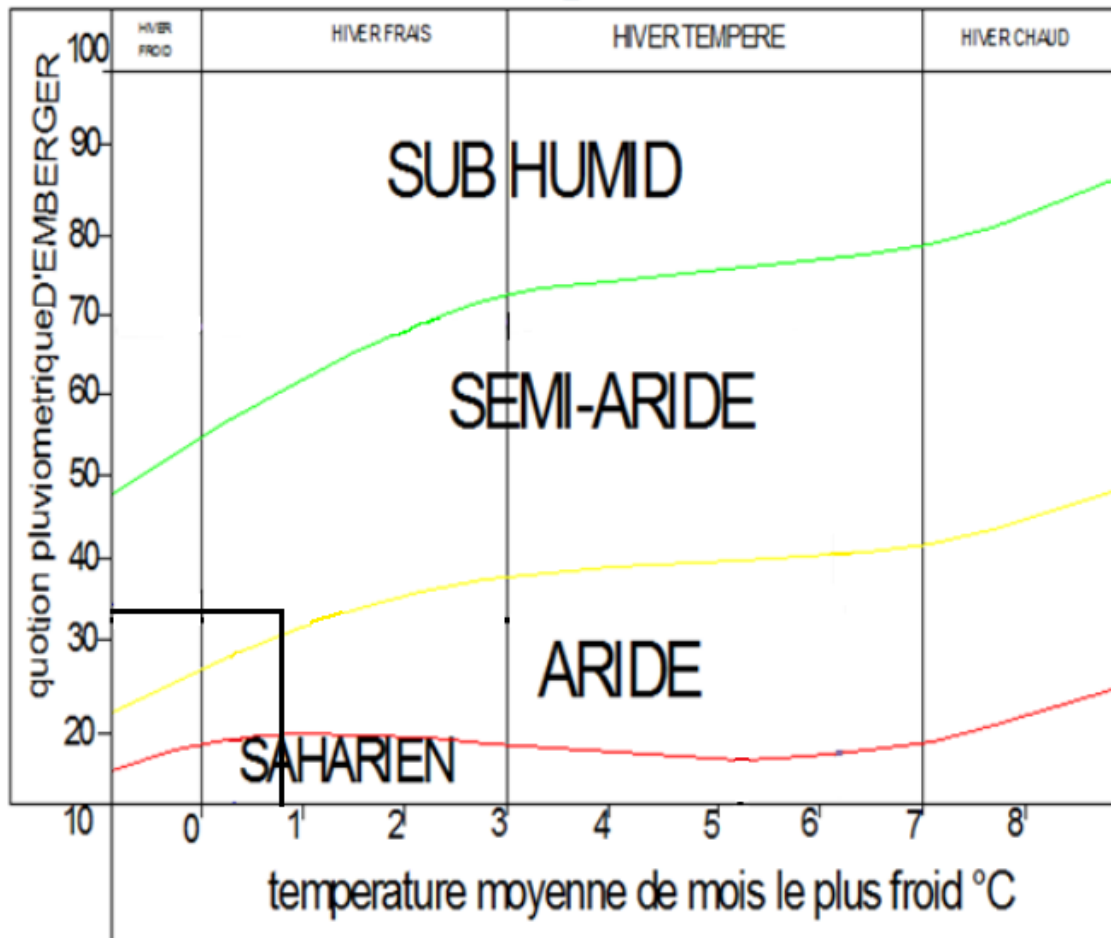


FIGURE 1.6: Diagramme bioclimatique d'EMBERGER [14]

1.4.3 Diagramme ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN

Le diagramme ombrothermique est établi selon la méthode mise au point. Ce diagramme nous permettra d'évaluer l'intervalle de saison sèche et humide, et sa position dans le temps, en faisant intervenir la pluviométrie et la température sur le même graphique dans la figure 1.7.

Les deux courbes se croisent et la surface délimitée mesure l'intensité de la saison sèche et la saison humide, la différence des abscisses nous donne la durée de la saison.

La saison humide est de 6 mois allant du mois de octobre jusqu'au mois d'avril. La saison sèche est plus marquée, s'étale sur 6 mois, allant du mois de avril au mois de septembre.

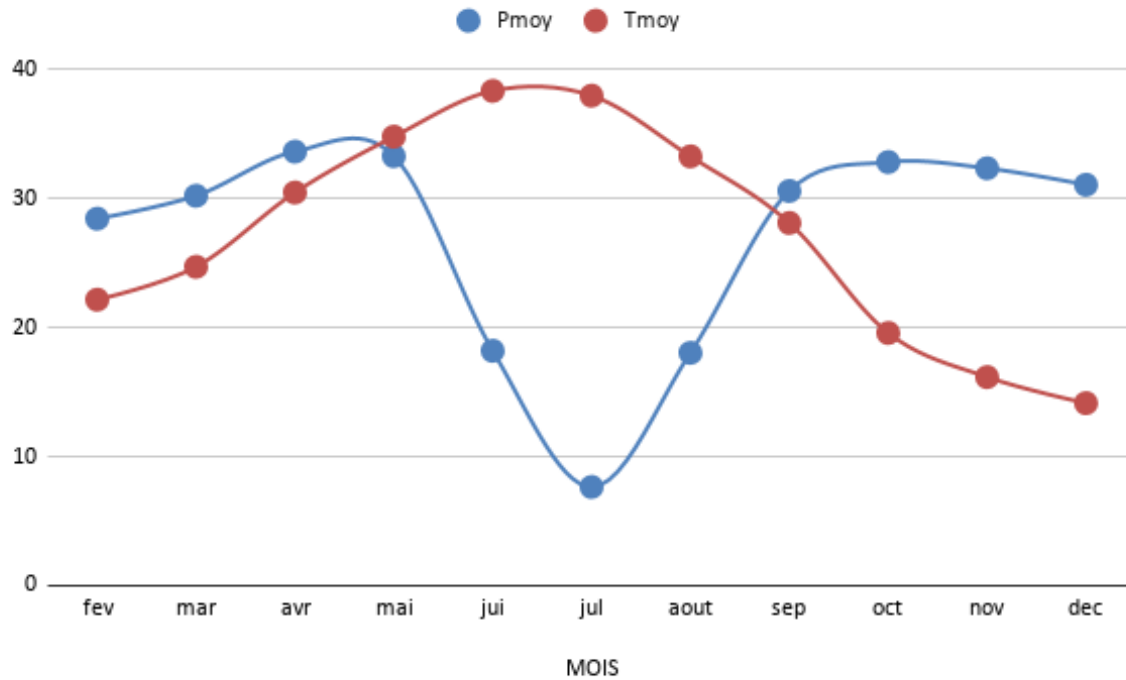


FIGURE 1.7: Climagramme pluviométrique de GAUSSEN

1.5 Caractéristiques topographique de la zone d'étude

1.5.1 Le Relief

Le relief, dans la commune Charef, les altitudes varient de $1.000m$ à $1.500m$ et dominent à la fois la plate-forme saharienne au sud ($550m$ en moyenne) et les Hautes Plaines au Nord ($700m$ en moyenne). Les reliefs, dans ce domaine, sont très contrastés, ils sont parfois très accidentés, marqués par des versants à forte pente allant de 15° à plus de 25° .

Notre périmètre est très peu accidenté, c'est le cas des couloirs intra montagneux où les pentes sont très faibles, souvent inférieures à 5° où l'altitude varie de $900m$ à $1.100m$. Les couloirs, dans cette unité, correspondent souvent à des formes d'inversion de relief, avec des combes formées aux dépens des anticlinaux évidés et des synclinaux perchés mis en relief grâce au dégagement des anticlinaux.

1.5.2 La géologie

La géologie de la zone étudiée appartient au domaine atlasique qui est marqué par la prédominance de terrains gréseux, grésocalcaires, calcaires et localement marno-argileux. Cependant, il faut bien souligner l'importance des dépôts superficiels essentiellement sablonneux sur la plupart des versants de relai, à l'intérieur des couloirs, très nombreux dans cette entité à caractère montagneux, et au niveau des oueds. Les principaux affleurements de cette unité débutent par le Trias, souvent diapirique, suivi par des terrains jurassiques et crétacés et se terminent par des séries continentales néogènes et quaternaires.

Le Crétacé débute par une barre de calcaires du Portlandien-Berriasien sur laquelle repose une série de grès à dragées, de calcaires, d'argiles à gypse et de calcaire dolomitique. Le Crétacé inférieur, formé essentiellement de calcaire tendre, affleure dans la plupart des reliefs atlasiques particulièrement dans la région de Charef.

1.5.3 L'hydrographie

Le réseau hydrographique est composé de nombreuses chaberts déversant dans trois directions essentielles :

- Ouest-est : pour alimenter l'oued Djelfa
- Est-Ouest : pour alimenter l'oued Oumerdjanie
- Sud-Nord : pour alimenter l'oued El meguesmat et l'oued Amgar

Les principaux oueds existants dans la commune de Charef ainsi que leur longueur d'écoulement sont :

- Oued Hadjia 30km
- Oued Tarous 12km
- Oued Anasser 10km
- Oued Rouriker 15km
- Oued Arouba 8km

Ces oueds ont un écoulement sud-nord prennent naissance dans l'Atlas Saharien traversant le piémont et se jettent dans la sebkha Zahrez Gharbi.

1.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié les paramètres pluviométriques et climatiques de notre zone d'étude.

D'après ces paramètres nous avons estimé que notre région d'étude est caractérisé par un climat aride avec un régime pluviométrique variable dans le temps et l'espace de moyenne pluviométrique d'ordre 331, 18mm/an.

L'agriculture et l'élevage sont les principaux activités de la zone, ce qui importe son développement, en implantant des cultures à haut rendement. Dans ce contexte l'activité agricole peut se développer, en tenant compte des conditions climatiques cités auparavant.

Chapitre 2

Ressources en sol et ressources en eau

2.1 Introduction

La combinaison sol-eau doit produire un milieu adapté à la plante cultivée. Il ne suffit pas d'apporter de l'eau aux cultures pour avoir un bon rendement mais il faut aussi en apporter assez pour que les plantes cultivées arrivent à maturité. En effet, le sol joue essentiellement un rôle de réservoir. Les caractéristiques de ce réservoir et son mode de fonctionnement sont essentiels à connaître dans un périmètre d'irrigation. Pour cela à travers ce chapitre on va présenter et analyser les ressources en sols et les ressources en eaux disponibles sur notre périmètre.

2.2 Ressources en sol

L'étude agro-pédologique a pour but d'évaluer la capacité des sols du secteur étudié pour assurer un bon développement végétatif et définir les caractéristiques hydrodynamiques de ces sols indispensables pour le calcul des doses d'arrosages et l'emplacement des réseaux d'irrigation.

2.2.1 Classification des sols

La pédologie s'intéresse au constituant de terre leur agencement, leur propriétés physico-chimiques, à l'aide de ces données on peut assurer un bon développement végétatif. Notre zone d'étude est caractérisée par une surface topographique plane avec des pentes relative-

vement faibles, et un terrain sablo-limoneux avec un taux de calcaire modéré. La classe de notre sol est peu évoluée de classe B5.

2.2.2 Profil pédologique

Le profil pédologique permet de caractériser l'état d'un sol à partir d'une observation visuelle complétée par quelques déterminations analytiques en tenant compte de l'environnement. Le profil pédologique permet de découvrir les différents types d'horizons en expliquant la formation et l'évolution du sol.

2.2.3 Description morphologique de profil

- H1 (0-55) cm : brun, sablo-limoneux, moyennement tassé, sec poreux, de petites racines, reste de racines, teinté de noir, des concrétions blanches, forte effervescence HCL, passage graduel.
- H2(55–115) cm brune foncé, sablo-limoneux, tassé, sec poreux, de petites racines, Reste de racines, des concrétions blanches, teinté de pâle forte effervescence HCL, passage visible.
- H3(115-185) cm : beige, limono- argilo - sableux, grumeleux, à sans structures, très tassé, sec, poreux, des concrétions blanches, des graviers, forte effervescence HCL

2.2.4 Caractéristiques hydrodynamiques des sols

Les paramètres hydrodynamiques sont des facteurs qui caractérisent un sol. Ces paramètres sont généralement en fonction de la structure et de la texture du sol. Ils sont utilisés dans le calcul de la dose d'irrigation et sont résumés dans le tableau 2.1

TABLE 2.1: Propriétés hydrodynamiques des sols

Texture	Sablo-limoneux
Capacité au champ(%)	19
Point de flétrissement(%)	9
Densité apparente	1.42

2.2.5 Aptitude culturale de sol

La détermination des aptitudes culturales reposent essentiellement sur les caractères morphologiques des sols et leur position topographique.

Les cultures annuelles fourragères et maraîchères, actuellement cultivées a Charef le long de l'oued d'El Hajia, sont possibles (Céréales, Orge, Carottes, Melon, Pastèque . . .).

L'olivier comme l'amandier peut s'adapter aux sols et peut supporter la teneur élevée en calcaires des sols mais l'altitude et les conditions climatiques peuvent affecter les rendements.

2.3 Ressources en eau

L'eau est l'élément le plus nécessaire à la végétation. Il joue le rôle d'un support pour la plante. Alors, il est nécessaire de localiser et quantifier les ressources en eau de notre zone d'étude.

2.3.1 Ressources en eau du périmètre

La retenue "HADJIA" est située dans la vallée de l'oued HADJIA à l'ouest de la commune de Djelfa, et à une dizaine de kilomètres vers le sud du village Taouzi. La vallée descend des reliefs de "Djebel SENALBA" et coule vers le nord en traversant le village de Taouzi.

Le bassin versant est délimité au sud par la chaîne de montagne de "Djebel SENALBA" (1500) et au sud ouest par les collines de Charef.

Les altitudes du bassin versant varient de 1076m (exutoire), à 1552m (crête). Les caractéristiques de la retenue sont détaillées dans le tableau 2.2.

TABLE 2.2: Caractéristiques de la retenue (adapté de [12])

Wilaya	Commune	Oued	Capacité (m^3)	Coordonnée(X, Y)	Altitude $Z(m)$
Djelfa	Charef	EL-HADJIA	34200000	517 .030 ;147 .540	1164

2.3.2 Etude de la qualité de l'eau d'irrigation

Il est nécessaire d'étudier la qualité de l'eau destinée à l'irrigation. Pour cela, nous devons vérifier les facteurs importants suivants :

- Le pH
- Risque de salinité
- Risque de sodicité (Degré d'adsorption du Sodium ou SAR)
- Carbonate, bicarbonates, Calcium et Magnésium
- Anions toxiques

Les données du tableau 2.3 sont déterminées par l'ANRH à partir des prélèvements effectués à la station hydrométrique.

TABLE 2.3: Caractéristiques chimique de l'eau d'irrigation

Paramètres	Valeurs
CE (<i>mmhos/cm</i>)	0.33
Ca (<i>mg/l</i>)	89
Na (<i>mg/l</i>)	94
Mg (<i>mg/l</i>)	123
PH	8.26

2.3.3 Classification des eaux d'irrigation

Nous classifions les eaux en se basant sur la classification américaine des eaux d'irrigation basée sur les deux paramètres suivants :

a. La conductivité électrique

Permet d'avoir rapidement l'ordre de la minéralisation globale de l'eau. Elle est mesurée à 25°C et exprimée en mmhos/cm. Nous distinguons quatre classes d'eau résumées dans le tableau 2.4.

TABLE 2.4: Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique [1]

Classe	Conductivité électrique $CE(mmhos/cm)$	Qualité des eaux	Cultures
C1	$CE \leq 0.25$	Risque faible de salinité	toutes les cultures
C2	$0.25 \leq CE \leq 0.75$	Risque moyen de salinité	plantes moyennement tolérantes
C3	$0.75 \leq CE \leq 2.25$	Risque élevé de salinité	ne convient qu'à des sols bien drainés et des plantes tolérantes
C4	$CE > 2.25$	Risque très élevé de salinité	eau difficilement utilisable

b. Sodicité et Alcalinisation SAR

Le taux de sodium adsorbé est un paramètre permettant d'estimer le degré de saturation du complexe d'échange cationique (CEC) en ions Sodium. Sa formule chimique est la suivante :

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

- Na : Sodium en mg équiv/l
- Ca : Calcium en mg équiv/l
- Mg : Magnésium en mg équiv/l

On a donc : $SAR = 1.52meq/l$.

Nous pouvons distinguer quatre classes de danger d'alcalinisation présentées dans le tableau 2.5.

TABLE 2.5: Classification des eaux en fonction de SAR (adapté de [1])

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

c. Interprétation

Puisque l'eau du barrage a un SAR de $1.52meq/l$ et une CE de $0.33mmhos/cm$, et en se référant au diagramme de classification des eaux d'irrigation, nous pouvons conclure

que notre eau est caractérisée par une salinité moyenne avec un degré d'alcalinité faible (C2 - S1) d'où un risque moyen de salinité. Ci-dessous la figure 2.1 représente le diagramme de classification des eaux d'irrigation.

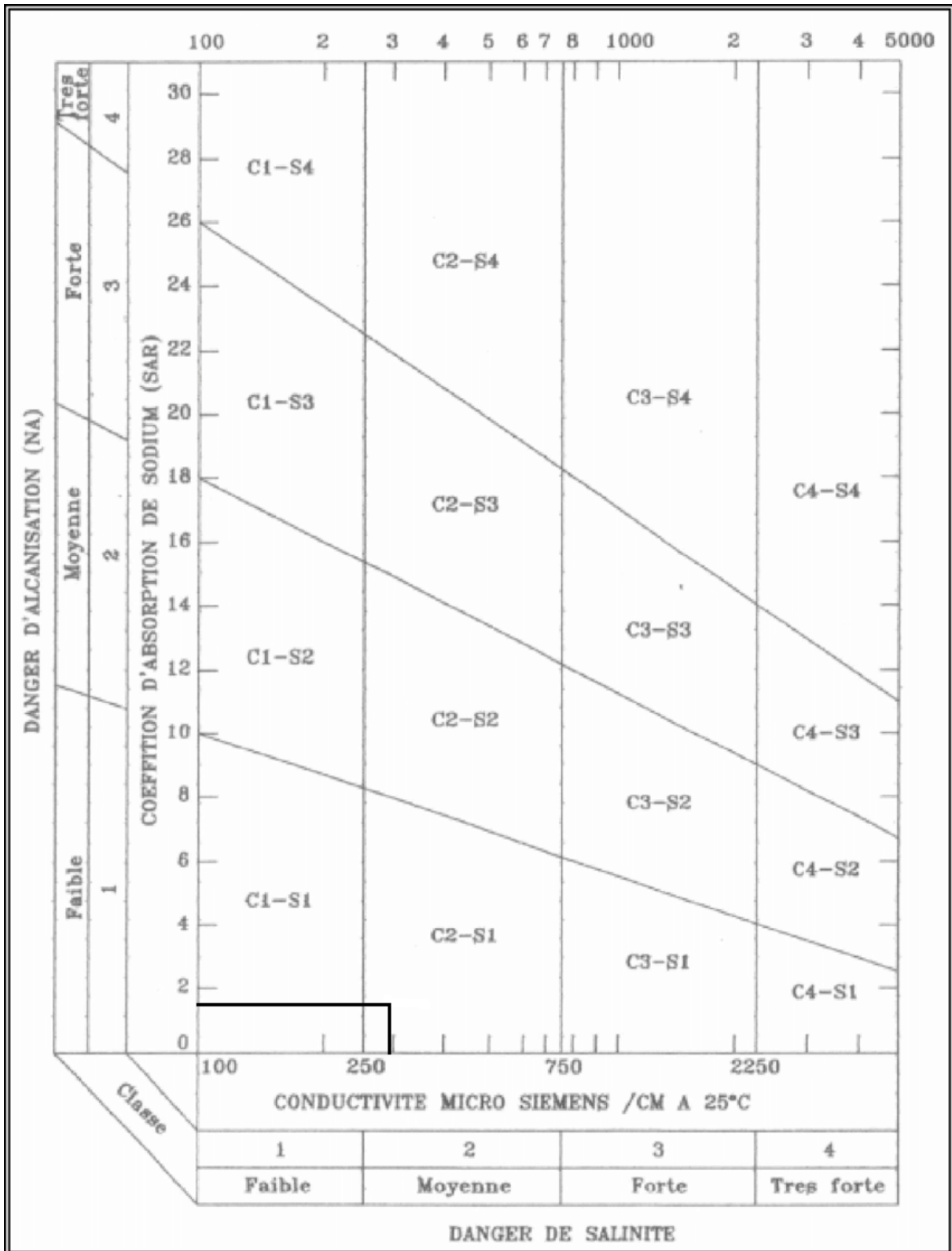


FIGURE 2.1: Diagramme de classification des eaux d'irrigation [1]

2.4 Etude hydrologique

L'analyse hydrologique a pour but de déterminer les caractéristique des pluies de fréquences données, qui conditionnent l'étude des besoins de notre zone hydro-agricole.

2.4.1 Répartition de la pluie moyenne annuelle

Pour déterminer la période d'irrigation, la connaissance de pluviométrie de notre périmètre d'étude est essentielle. La série des précipitations moyennes mensuelles de notre station pluviométrique (1981-2019) est donnée dans le tableau 2.6 ci-après.

TABLE 2.6: Répartition des pluies moyennes mensuelles et annuelles en (mm/j) [17]

Année	jan	fév	mar	avr	mai	jui	jul	août	sep	oct	nov	dec	Annuel
1981	20,02	42	23,25	105,52	10,52	15,81	1,89	39,14	58,09	17,81	1,27	37,21	372,52
1982	56,64	107,9	31,11	92,31	44,92	9,01	2,06	1,12	23,92	30,66	70,31	34,75	504,69
1983	0,66	18,77	9,03	4,33	7,98	14,38	8,13	29,82	2,09	4,53	16,8	16,81	133,33
1984	35,67	14,33	27,83	8,44	26,25	11,1	1,6	7,08	5,06	46,38	42,14	42,05	267,91
1985	40,95	14,33	44,7	5,23	51,38	8,76	8,94	2,7	49,42	23,28	39,96	37,35	327
1986	34,21	45,42	66,54	11,16	36,66	4,65	5,57	19,84	26,35	35,32	55,66	36,17	377,57
1987	32,15	55,53	29,36	26,09	22,25	29,28	31,82	3,59	5,11	23,66	77,67	13,09	349,6
1988	32,6	36,68	19,06	48,17	63,6	46,42	1,19	8,76	19,75	32,25	43,33	49,25	401,07
1989	13,5	18,53	26,31	52,86	16,69	55,84	6,1	69,52	17,68	19,86	29,21	9,67	335,73
1990	97,47	0,63	26,77	52,29	65,37	32,97	22,64	7,25	11,36	10,33	39,77	42,27	409,12
1991	33,89	45,76	78,81	28,56	37,37	19,01	6,63	14,01	40,46	82,5	12,94	34,14	434,09
1992	64,59	11,13	56,89	55,95	127,71	17,17	24,86	3,49	15,73	6,95	37,79	26,87	449,15
1993	9,36	42,66	22,15	21,67	47,74	26,83	4,82	28,8	21,29	6,71	27,06	29,22	288,3
1994	30,18	33,59	25,84	10,15	8,48	1,81	3,86	7,87	57,3	89,31	25,3	11,03	304,74
1995	55,41	15,42	61,62	15,74	6,02	35,08	0,32	9,3	43,02	27,19	17,33	35,66	322,11
1996	61,97	71,86	59,07	56,5	39,4	44,91	12,71	19,12	33,93	3,1	4,07	26,56	433,19
1997	38,92	4,7	3,37	63,9	29,07	7,05	4,7	61,99	62,11	26,05	50,76	27,75	380,37
1998	12,26	19,62	7,09	31,77	54,3	3	0,49	14,05	21,8	14,71	8,35	22,05	209,49
1999	75,57	29,14	52,82	3,71	3,16	11,25	3,76	17,76	27,33	36,06	22,4	88,91	371,89
2000	1,46	0,48	13,67	10,75	13,95	4,68	2,12	15,51	35,29	22,1	26,32	20,54	166,88
2001	54,69	15,84	1,67	16,39	8,66	0,05	0,86	8,51	55,92	62,46	24,61	33,3	282,95
2002	8,46	5,88	9,67	41,18	14,71	12,43	12,46	42,4	11,16	13,85	48,81	27,31	248,31
2003	50,94	35,81	20,17	28,34	19,51	11,03	6,88	43,76	15,94	88,56	31,11	50,55	402,6
2004	61,53	8,75	35,38	58,23	133,72	9	9,32	54,09	21,57	32,09	59,64	55,14	538,46
2005	16,56	29,9	19,51	7,01	5,73	48,04	18,6	8,87	99,91	59,8	35,77	32,55	382,25
2006	83,03	60,35	11,07	30,87	66,61	5,38	11,09	16,14	19,55	5,43	21,84	58,86	390,23
2007	6,61	24,67	53,77	57,35	31,64	22,42	10,6	21,99	31,82	53,45	24,64	13,89	352,84
2008	9,09	10,6	18,75	2,32	50,59	29,24	13,09	10,9	84,34	63,04	23,17	40,59	355,73
2009	89,77	22,84	50,41	67,98	17,7	7,88	7,63	5,32	71,67	9,31	33,78	35,98	420,27
2010	22,63	49,43	34,28	45,26	40,35	16,51	3,68	25,54	11,9	48,96	24,37	17,87	340,78
2011	22,13	32,36	33,7	79,45	57,73	38,33	17,91	16,45	23,58	69,81	41,26	40,2	472,92
2012	6,29	21,48	73,56	66,61	6,7	14,37	1,57	12,54	11,35	67,12	56,25	9,44	347,29
2013	35,65	28,46	28,94	46,53	28,99	4,39	18,15	12,18	19,86	13,52	51,2	53,08	340,94
2014	32,09	33,1	49,62	2,67	40,44	49,1	2,24	9,97	27,24	10,05	45,97	43,54	346,02
2015	25,88	69,17	10,75	2,75	13,67	24,97	0,02	18,82	83,58	89,44	14,69	0,02	353,76
2016	11,61	26,95	36,79	38,15	27,28	4,73	8,72	4,18	21,03	9,89	57,69	30,64	277,66
2017	87,14	4,74	3,29	11,73	20,6	13,24	1	9,31	4,1	22,75	16,99	27,4	222,28
moy	35,22	28,46	30,24	33,66	33,31	18,22	7,66	18,06	30,61	32,85	32,37	31,09	331,18

Cette série des pluies annuelles présente des caractéristiques statistiques illustrées dans le tableau 2.7.

TABLE 2.7: Caractéristiques de la série pluviométrique

Moyenne	349,03
Médiane	352,84
Ecart-type	86,35
Cv	0.346
Min	133,33
Max	538,46

2.4.2 Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique, nous procédons par Test de Mood qui se base sur la médiane la plus robuste. C'est un test statistique non paramétrique qui nous permet de vérifier si une série de données est homogènes. Chaque observation X , est affectée un signe + si elle est supérieure à la médiane, un signe - dans le cas contraire. Tout groupe de valeurs «+» est une séquence positive (ou suite positive), et tout groupe de valeurs «-» est une séquence négative (ou suite négative). Il s'agit de déterminer N_s , le nombre total de séquences positives ou négatives ainsi que T_s , la taille de la plus longue de ces suites, qui suit une loi binomiale.

Ceci permet d'établir que pour un seuil de signification compris entre 91% et 95%, les conditions du test sont les suivantes :

$$\frac{1}{2}(n + 1 - 1.96\sqrt{n - 1}) < N_s < \frac{1}{2}(n + 1 + 1.96\sqrt{n - 1})$$

$$T_s < 3.3(\text{Log}_{10}(n + 1))$$

Le tableau 2.8 détaille le procédé du test d'homogénéité pour notre station.

TABLE 2.8 – Résultats du test de Mood

Rang	Année	Série d'origine	N_s/T_s
1	1981	372.52	+
2	1982	504.69	+

TABLE 2.8 – Résultats du test de Mood

Rang	Année	Série d'origine	Ns/Ts
3	1983	133.33	-
4	1984	267.91	-
5	1985	327	-
6	1986	377.57	+
7	1987	349.6	+
8	1988	401.07	+
9	1989	335.73	-
10	1990	409.12	+
11	1991	434.09	+
12	1992	449.15	+
13	1993	288.3	-
14	1994	304.74	-
15	1995	322.11	-
16	1996	433.19	+
17	1997	380.37	+
18	1998	209.49	-
19	1999	371.89	+
20	2000	166.88	-
21	2001	282.95	-

TABLE 2.8 – Résultats du test de Mood

Rang	Année	Série d'origine	Ns/Ts
22	2002	248.31	-
23	2003	402.6	+
24	2004	538.46	+
25	2005	382.25	+
26	2006	390.23	+
27	2007	352.84	+
28	2008	355.73	+
29	2009	420.27	+
30	2010	340.78	-
31	2011	472.92	+
32	2012	347.29	-
33	2013	340.94	-
34	2014	346.02	-
35	2015	353.76	+
36	2016	277.66	-
37	2017	222.28	-

D'après les calculs, nous avons :

– $M = 352,84$

– $N_s = 15$

– $T_s = 7$

– $n = 36$

Vérifions les conditions précédentes :

$$12.7 < N_s < 24.29$$

$$T_s < 5.17$$

La condition de Mood est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelles est homogène.

Remarque : Afin de vérifier l’homogénéité des séries pluviométriques nous avons, en premier lieu, suivi le test de Wilcoxon. Cependant ce dernier n’a pas vérifié la condition.

2.4.3 Ajustement statique des pluies

L’ajustement des séries pluviométriques a des lois statistiques et il est toujours conseillé pour la fiabilité des résultats. Dans notre cas, nous utilisons les lois qui garantissent le meilleur ajustement possible. Les lois d’ajustement les plus fréquemment employées dans le cas de pluies annuelles sont les suivantes :

1. Loi de Gauss ou loi normale.
2. Loi de Galton ou loi log–normale.

La simulation des apports annuels avec le logiciel HYFRAN nous donne les résultats suivants :

a. Ajustement à la loi Normale

L’ajustement des séries par la loi normale appelée souvent loi de Gauss s’adapte bien avec les pluies moyennes annuelles. En effet, sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \text{EXP} \frac{-1}{(2xu^2)}$$

où u : est la variable réduite de Gauss.

Les résultats de l’ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de notre station sont présentées dans la figure 2.2.

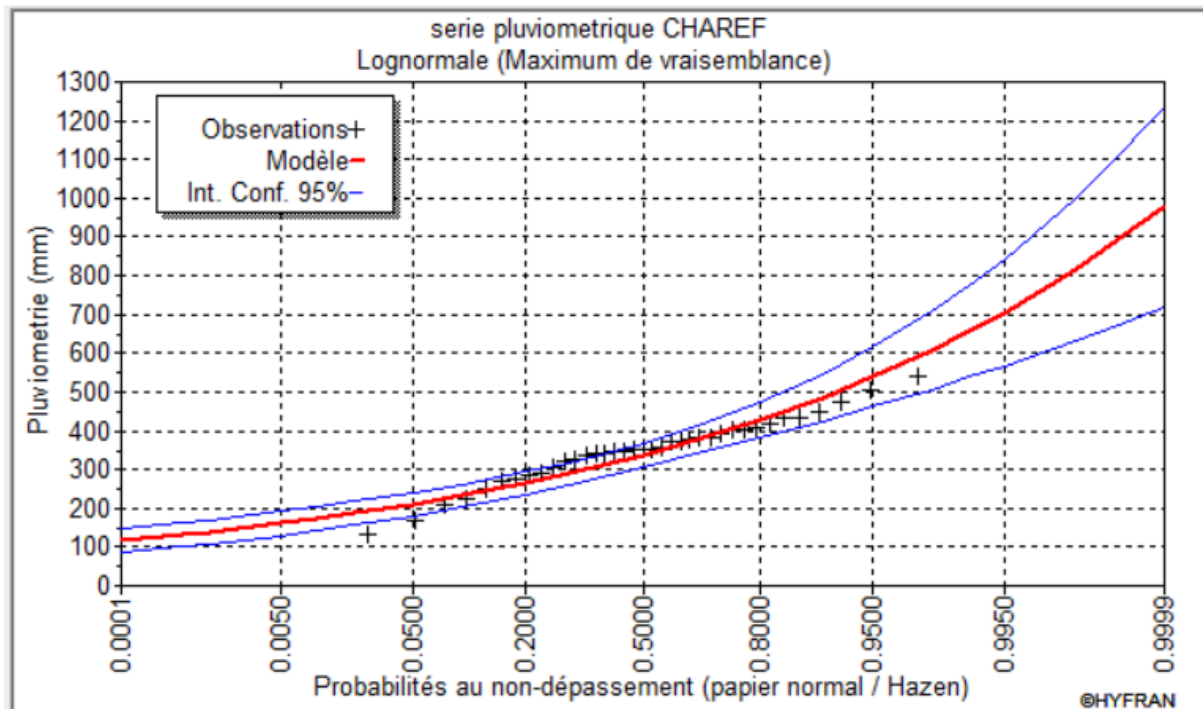


FIGURE 2.2: Ajustement des pluies annuelles par la loi normale

b. Ajustement à la loi Log Normale

En théorie des probabilités et statistiques, une variable aléatoire X est dite suivre une loi log normale de paramètres μ et σ^2 si la variable $Y = \ln(X)$ suit une loi normale d'espérance μ et de variance σ^2 . Cette loi est parfois appelée loi de Galton.

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de notre station sont dans la figure 2.3.

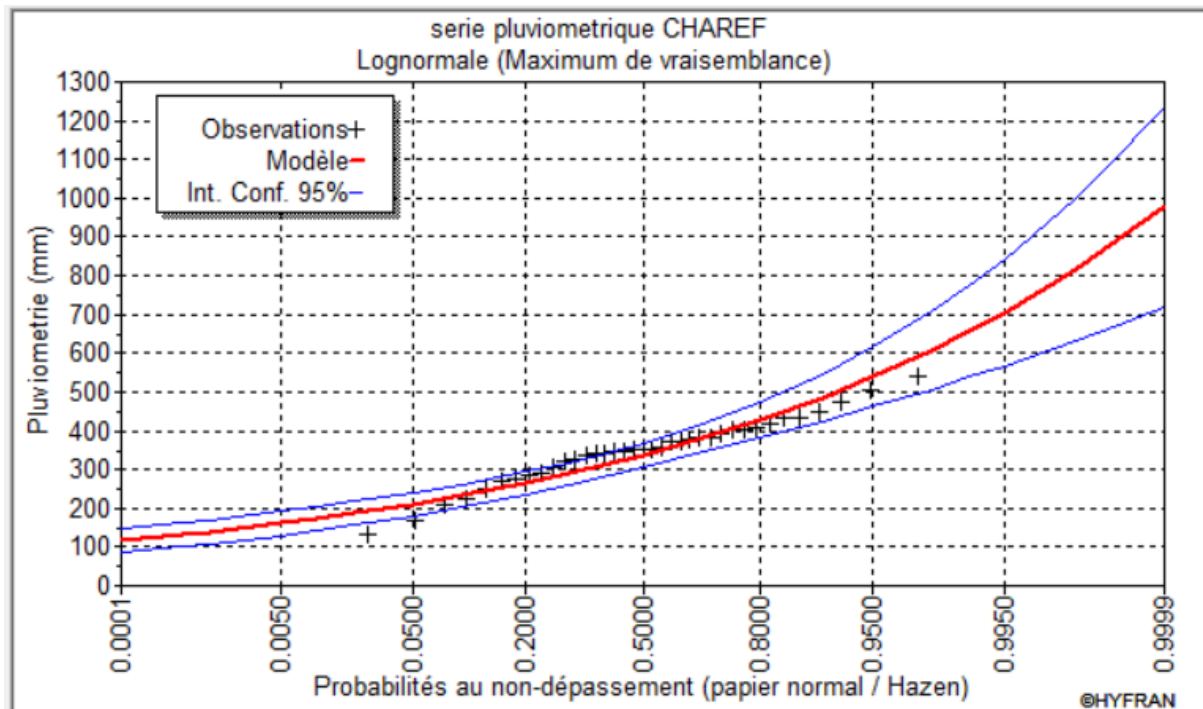


FIGURE 2.3: Ajustement des pluies annuelles par la loi log-normale

c. Test de validité d'un ajustement

Après l'ajustement des données par les deux loi, il convient de comparer l'adéquation de cette loi afin d'adopter le meilleur ajustement. Dans notre cas, nous avons a utilisé le teste de Khi carrée [18].

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. Le tableau 2.9 ci-dessous nous donne les valeurs de ce test pour les deux lois.

TABLE 2.9: Test de validité des deux ajustements

Loi Normal	Loi Log-normal
χ^2 calculé = 5.16	χ^2 calculé = 7.76
Degrés de liberté = 5	Degrés de liberté = 5
χ^2 théorique = 11.07	χ^2 théorique = 11.07

2.4.4 Détermination de l'année de calcul

Comme la loi Normale est la plus adéquate, nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne mensuelle représentative de la région.

Le tableau 2.10 représente l'estimation des quantiles.

TABLE 2.10: Résultat de l'ajustement

T	q	Xt	Intervalle de confiance
10	0.9	460	422-497
5	0.8	422	389-470
2	0.5	349	321-377

La probabilité pour laquelle nous assurons l'irrigation est donnée souvent pour la fréquence 80%.

$$P_{moy\ 80\% \text{ de chaque mois}} = P_{moy \text{ de chaque mois}} * \frac{P_{\text{théorique 80\% annuel}}}{P_{\text{théorique 50\% annuel}}}$$

- P_{théorique (80%) annuelle} = 415
- P_{théorique (50%) annuelle} = 325

Les pluies mensuelles sont calculées dans le tableau 2.11.

TABLE 2.11: Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche (*freq* = 80%)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Août
P _{moy} (mm/mois)	32,21	34,55	34,06	32,75	37,07	29,97	31,80	35,35	35,07	19,19	8,05	18,96
P _{moy 80%} (mm/mois)	40,81	43,80	43,16	41,45	46,96	37,95	40,32	44,88	44,41	24,29	10,21	24,08

2.5 Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons étudié les ressources en sols de la zone d'étude et les ressources en eau disponibles. Ces ressources sont indispensables dans tout projet d'irrigation.

Dans l'analyse des ressources en sol, nous avons conclu que notre zone d'étude est composée principalement d'un sol plutôt sablo-limoneux de classe B5. De plus, d'après l'analyse

des ressources en eau de notre retenue collinaire, nous avons déduit que notre eau appartient à la classe C2, S2. Enfin, nous avons fait une étude hydrologique de la série pluviométrique qui nous a permis de déduire les pluies mensuelles de l'année de calcul, ceci est nécessaire au calcul des besoins en eau.

Chapitre 3

Besoin des cultures

3.1 Introduction

A travers ce chapitre, nous déterminons les besoins en eau des cultures sur la base des informations définies auparavant en tenant compte des différentes conditions étudiées au chapitre précédent. Le calcul des besoins en eau d'irrigation est essentiel pour l'exploitation optimale d'un système d'irrigation. Il permet de prévoir la quantité d'eau à distribuer aux usagers et permet aussi de planifier l'utilisation des ressources hydriques. Les quantités d'eau nécessaires à l'irrigation doivent satisfaire divers types de besoins au niveau des champs.

3.2 Besoins en eau des cultures

Selon Doorenbos et Pruitt (1976) : « Le besoin en eau d'une culture est la quantité d'eau nécessaire pour compenser l'évapotranspiration d'une culture en bon état sanitaire, établit dans un champ de grande superficie, dans des conditions de sol non limitant du point de vue de la disponibilité de l'eau et de la fertilité, et conduisant au rendement cultural potentiel dans des conditions climatiques données » [10].

3.2.1 L'évapotranspiration

L'évapotranspiration (exprimée en mm) résulte de deux phénomènes : de la transpiration du couvert végétal (à travers les stomates des plantes) et de l'évaporation des sols et des surfaces d'eau libre, c'est un phénomène purement physique. Nous distinguons

l'évapotranspiration de référence (ET₀), l'évapotranspiration potentielle (ETP) et l'évapotranspiration réelle (ETR).

3.2.2 Calcul de l'évapotranspiration potentielle de référence (ET₀)

L'évapotranspiration potentielle ou de référence est un paramètre important du cycle terrestre de l'eau. Elle désigne l'évaporation maximale possible, indépendamment de la quantité d'eau que les plantes ont effectivement à disposition. Elle est considérée comme l'indicateur du développement optimal de la végétation et joue un rôle capital pour l'évaluation des aptitudes climatiques d'une région pour l'agriculture (Calanca et Holzkämper 2010). L'appréciation de l'évapotranspiration potentielle est nécessaire notamment pour estimer les besoins en eau d'irrigation (Führer et Jasper 2009). Or, il n'est pas si simple de définir précisément l'évapotranspiration potentielle (Brutsaert 1982), car elle dépend non seulement des conditions atmosphériques et du sol, mais aussi des caractéristiques de la végétation [16]. Il existe deux méthodes pour estimer l'ET₀ :

- Les méthodes directes « instruments et appareils » ;
- Les méthodes indirectes « utilisation des formules empiriques ».

Vu la difficulté de la mise en oeuvre d'un dispositif de mesure de l'évapotranspiration potentielle et à défaut de mesures directes. Il existe plusieurs formules de calcul, les principales sont :

- Formule de Penman ou Formule de Bilan d'énergie (1948)
- Formule de Thornthwaite (1955)
- Formule de Blaney-Criddle (1959)
- Formule de Turc (1960)
- Méthode de Doorenbos et Pruitt (1977) dans le cadre de la FAO

a. Formule Modifiée de Penman Monteith

La formule de Penman-Monteith est la méthode la plus utilisée sous tous les climats. Son seul inconvénient est qu'elle nécessite un nombre important d'informations climatiques, qui sont rarement toutes disponibles sur une même station. Elle est définie comme

suit :

$$ET0 = \frac{0.408\Delta(Rn - G) + \gamma \frac{C_{ste}}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1 + 0.34u_2)}$$

Avec :

- $ET0$: Evapotranspiration de référence ($mm \text{ jour}^{-1}$)
- Rn : Rayonnement net à la surface de la culture ($MJ \text{ m}^{-2} \text{ jour}^{-1}$)
- G : Densité de flux de chaleur dans le sol ($MJ \text{ m}^{-2} \text{ jour}^{-1}$)
- T : Température journalière moyenne de l'air à une hauteur de $2m$ ($^{\circ}C$)
- u_2 : Vitesse du vent à une hauteur de $2m$ ($m \text{ s}^{-1}$)
- e_s : Pression de vapeur saturante (kPa)
- e_a : Pression de vapeur réelle (kPa)
- $e_s - e_a$: déficit de pression de vapeur saturante (kPa)
- Rn : Radiation $MJ/m^2.jour$

Le calcul de l'évapotranspiration de référence est effectué à l'aide d'un logiciel appelé CROPWAT basé sur la méthode de Penman et Monteith modifiée. Pour l'exploitation du logiciel, nous devons fournir les données climatiques mensuelles de notre station météorologique, à savoir :

- Les températures moyennes en degré Celsius
- L'humidité relative de l'air exprimé en %
- L'insolation journalière en *heure*
- La vitesse du vent en *km/jour*

Les résultats de l'évapotranspiration de référence $ET0$ sont représentés dans le tableau 3.1.

TABLE 3.1: Calcul de l'évapotranspiration de référence à l'aide de CROPWAT 8.0.

Mois	Temp Moy (°C)	Humidité (%)	Vent (m/s)	Insolation (heures)	Ray (MJ/m ² /jour)	ET0 (mm/mois)
Janvier	5.3	71	4.6	2.5	6.9	44.91
Février	6.7	65	4.7	3.4	9.5	54.47
Mars	10.1	58	4.7	4.5	13.1	89.65
Avril	13.6	51	4.7	5.5	16.6	121.86
Mai	18.5	45	4.3	6.4	19.2	165.91
Juin	24.1	36	4	6.9	20.4	206.68
Juillet	28.1	28	3.9	7.1	20.4	251.01
Août	27.6	30	3.6	6.3	18.2	229.42
Septembre	22.4	42	3.8	5	14.4	165.63
Octobre	16.8	52	3.9	3.8	10.5	115.87
Novembre	10.3	64	4.5	2.7	7.4	67.77
Décembre	6.5	73	4.5	2.3	6.2	44.54
Moyenne	15.8	51	4.3	4.7	13.6	1557.72

3.2.3 Calcul de l'évapotranspiration maximale (ETM)

L'évapotranspiration maximale désigne la quantité d'eau perdue par la végétation dans les conditions agronomiques optimales. Elle est déterminée en multipliant un coefficient cultural (K_c) par l'évapotranspiration de référence (ET_0)

L'évapotranspiration maximale (ETM) est mesurée comme suit :

$$ETM = K_c \cdot ET_0$$

a. Les Coefficients culturaux (K_c)

Les valeurs du coefficient cultural (K_c) (voir annexe A) de chaque culture ont été ressorties en fonction du stade végétatif de la plante, de la vitesse du vent et de la valeur moyenne de l'humidité moyenne de l'air régnant au niveau de notre périmètre d'étude.

3.3 Besoins en eau d'irrigation

Les besoins en eau d'irrigation sont définis comme étant le volume d'eau nécessaire pour compenser le déficit entre d'une part l'évaporation potentielle et d'autre part les pluies efficaces pendant la période de croissance des cultures et le changement dans la teneur en eau du sol [5]. Elle varie considérablement en fonction des conditions climatiques, des saisons, des cultures et des types de sol. Pour un mois donné :

1. Le calcul des volumes d'eau à apporter par irrigation est réalisé en effectuant période par période le bilan :

$$B_i = ETM - (P_{eff} + K \cdot RFU_i - 1)$$

Avec :

- ETM : Evapotranspiration potentielle de référence en ($mm/mois$).
- P_{eff} : Pluie efficace (mm).
- RFU : Réserve du sol assimilée à la réserve facilement utilisable disponible au début de la période (mm).
- K est un coefficient généralement égal à 0 ; 1/2 ; 1/3 ou 1.

2. Le calcul de la RFU se fait comme suit :

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

Avec :

- Y : Degré de tarissement
- D_a : Densité apparente
- Z : Profondeur d'enracinement (mm)
- H_{cc} : Humidité à la capacité au champ
- H_{pf} : Humidité au point de flétrissement

Remarque : L'irrigation est faite lorsque B_i (bilan hydrique) > 0 .

3.3.1 Calcul de la pluie efficace

Les pluies, en particulier leur part efficace, fournissent une partie de l'eau requise pour satisfaire les besoins d'évapotranspiration des cultures. Le sol, agissant comme un tampon, stocke une partie de l'eau de pluie et la restitue aux cultures en période de déficit. Il existe plusieurs méthodes pour calculer P_{eff} . Dans ce travail, nous utilisons celle de pourcentage fixe (80%), les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 3.2.

$$Pluies_{efficaces}(mm/mois) = 80\% * Pluies_{moyennes\ mensuelles}(80\%)(mm/mois)$$

TABLE 3.2: Calcul des pluies efficaces pour chaque mois en *mm*

Mois	Pluie (<i>mm</i>)	Pluie eff (<i>mm</i>)
Janvier	47	37.6
Février	38	30.4
Mars	40.3	32.2
Avril	44.9	35.9
Mai	44.4	35.5
Juin	24.3	19.4
Juillet	10.2	8.2
Août	24.1	19.3
Septembre	40.8	32.6
Octobre	43.8	35
Novembre	43.2	34.6
Décembre	41.5	33.2

3.3.2 Choix des cultures

Le choix des cultures à mettre en place doit répondre aux 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
- Des disponibilités des moyens de production
- De la demande commerciale traduisant les profils des agriculteurs

a. Cultures proposées

Les scénarios d'occupation des sols retenus pour notre projet sont donnés par le tableau 3.3.

TABLE 3.3: Scénarios d’occupation du sol par l’ensemble de l’exploitation du périmètre

Scénario	Céréales %	Fourrages%	Maraîcher %	Arboriculteur %	Total %
1	70	10	10	10	100
2	35	10	15	40	100
3	30	30	15	25	100
4	30	15	25	30	100

Dans notre étude, nous proposons le scénario 3 qui est un scénario équilibré. La gamme des cultures proposées relatives aux cultures envisageables dans notre scénario est indiquée dans le tableau 3.4.

TABLE 3.4: Occupation de sol en fonction des cultures

Culture	Surface(%)	Surface(ha)
Céréales : – Blé	30	84.6
Fourrages : – Luzerne – Orge en vert	30	84.6
Maraîcher : – Pomme de terre – Courgette	15	42.3
Arboriculteur : – Pêcher – Olivier	25	70.5

b. Cycle végétatif des cultures

Les cycles végétatifs des différentes cultures sont présentés dans la figure 3.1.

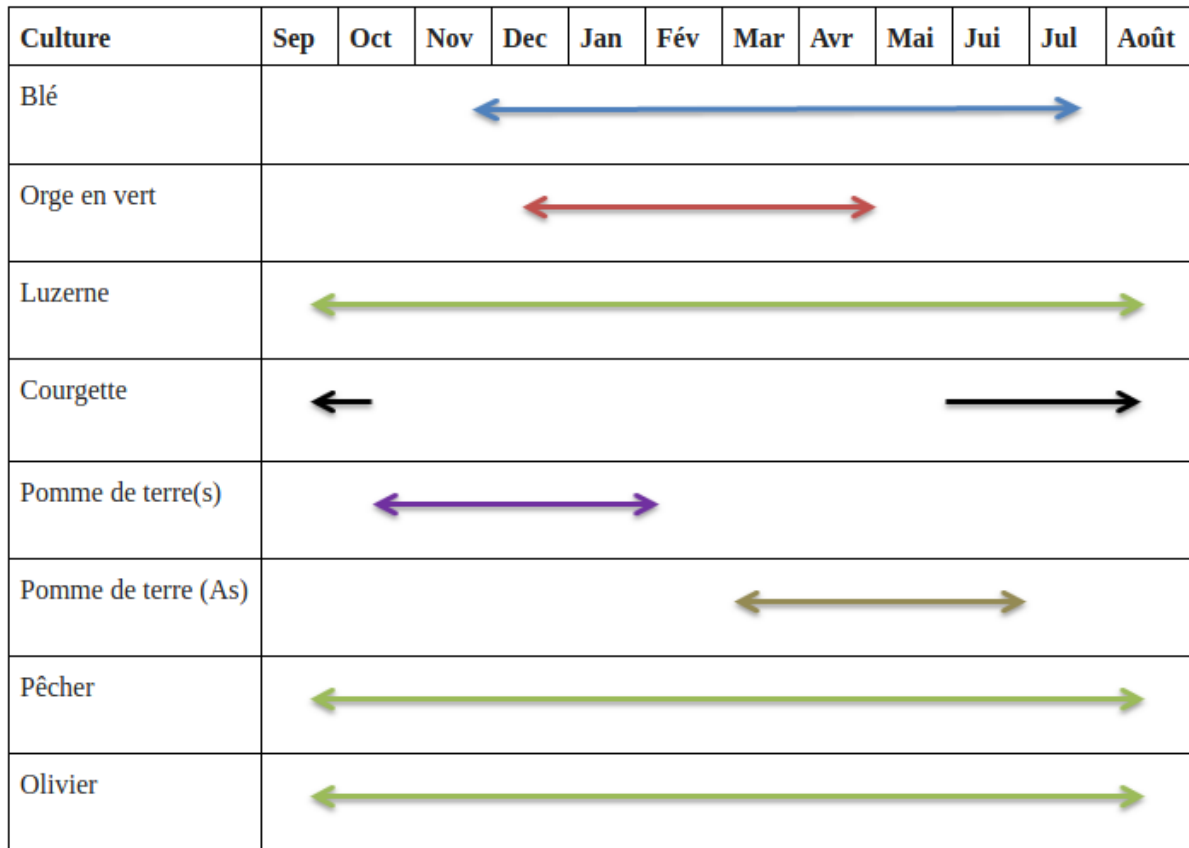


FIGURE 3.1: Cycle végétatif des cultures

3.3.3 Calcul des besoins en eau des cultures

les calculs des besoins en eau des cultures sont résumés dans les tableaux de 3.5 au 3.13.

TABLE 3.5: Calcul des besoins en eau du Blé

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FÉV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUL	AOÛT
Pe _{eff}	32.6	35	34.6	33.2	37.6	30.4	32.2	35.9	35.5	19.4	8.2	19.3
ET ₀	165.63	115.87	67.77	44.54	44.91	54.47	89.65	121.86	165.91	206.68	251.01	229.42
K _c			0.4	0.65	0.9	1	01.05	0.85	0.6	0.35		
ET _M	0	0	27.108	28.951	40.419	54.47	94.1325	103.581	99.546	72.338	0	0
R _s (mm)	0	0	0.00	0.00	23.67	28.40	0	0	0	0	0	0
B _{net} (mm)	-32.60	-35.00	-7.49	-4.25	2.82	0.40	33.53	67.68	64.05	52.94	-8.20	-19.30
B _{net} (m ³ /ha)	0	0	0	0	28.19	04.03	335.33	676.81	640.46	529.38	0	0
B _{brute} (m ³ /ha)	0	0	0	0	37.59	5.38	447.10	902.41	853.95	705.84	0	0

TABLE 3.6: Calcul des besoins en eau de l'Orge en vert

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FÉV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUL	AOÛT
Peff	32.6	35	34.6	33.2	37.6	30.4	32.2	35.9	35.5	19.4	8.2	19.3
ET0	165.63	115.87	67.77	44.54	44.91	54.47	89.65	121.86	165.91	206.68	251.01	229.42
Kc					0.67	0.105	1	0.46				
ETM					30.0897	57.1935	89.65	56.0556				
Rs(mm)	0	0	0	0	15.78	0	0	0	0	0	0	0
Bnet(mm)	-32.60	-35.00	-34.60	-33.20	-7.51	11.02	57.45	20.16	-35.50	-19.40	-8.20	-19.30
Bnet(m ³ /ha)	0	0	0	0	0	110.157	574.5	201.556	0	0	0	0
Bbrute(m ³ /ha)	0	0	0	0	0	146.876	766	268.741	0	0	0	0

TABLE 3.7: Calcul des besoins en eau de Luzerne

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FÉV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUL	AOÛT
Peff(mm)	32.6	35	34.6	33.2	37.6	30.4	32.2	35.9	35.5	19.4	8.2	19.3
ET0(mm)	165.63	115.87	67.77	44.54	44.91	54.47	89.65	121.86	165.91	206.68	251.01	229.42
Kc	0.65	0.65	0.7	0.8	0.9	0.95	0.105	0.105	1.15	1.25	0.8	0.8
ETM(mm)	107.66	75.32	47.44	35.63	40.42	51.75	94.13	127.95	190.80	258.35	200.81	183.54
Rs(mm)	0.00	0.00	22.09	28.40	37.87	31.56	0	0	0	0	0	0
Bnet(mm)	75.06	40.32	12.84	-19.66	-25.58	-16.52	30.38	92.05	155.30	238.95	192.61	164.24
Bnet(m ³ /ha)	750.60	403.16	128.39	0	0	0	303.77	920.53	1552.97	2389.50	1926.08	1642.36
Bbrute(m ³ /ha)	1000.79	537.54	171.187	0	0	0	405.026	1227.37	2070.62	3186	2568.11	2189.81

TABLE 3.8: Calcul des besoins en eau de Courgette

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FÉV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUL	AOÛT
Peff(mm)	32.6	35,00	34.6	33.2	37.6	30.4	32.2	35.9	35.5	19.4	8.2	19.3
ET0(mm)	165.63	115.87	67.77	44.54	44.91	54.47	89.65	121.86	165.91	206.68	251.01	229.42
Kc	0.85									0.5	0.75	0.85
ETM(mm)	140.7855	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	103.34	188.2575	195.007
Rs(mm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0,00	0,00	0,00
Bnet(mm)	108.19	-35.00	-34.60	-33.20	-37.60	-30.40	-32.20	-35.90	-35.50	83.94	180.06	175.71
Bnet(m ³ /ha)	1081.86	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	839.40	1800.58	1757.07
Bbrute(m ³ /ha)	1442.47	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1119.20	2400.77	2342.76

TABLE 3.9: Calcul des besoins en eau de Pomme de terre (S)

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FÉV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUL	AOÛT
Peff(mm)	32.6	35,00	34.6	33.2	37.6	30.4	32.2	35.9	35.5	19.4	8.2	19.3
ET0(mm)	165.63	115.87	67.77	44.54	44.91	54.47	89.65	121.86	165.91	206.68	251.01	229.42
Kc		0.5	0.7	1,00	0.75							
ETM(mm)		57.935	47.439	44.54	33.6825							
Rs(mm)	0.00	0.00	18.93	18.93	28.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Bnet(mm)	-32.60	22.94	12.84	-7.59	-22.85	-58.80	-32.20	-35.90	-35.50	-19.40	-8.20	-19.30
Bnet(m ³ /ha)	0,00	229.35	128.39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Bbrute(m ³ /ha)	0,00	305.80	171.19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

TABLE 3.10: Calcul des besoins en eau de Pomme de terre (AS)

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FÉV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUL	AOÛT
Peff(mm)	32.6	35,00	34.6	33.2	37.6	30.4	32.2	35.9	35.5	19.4	8.2	19.3
ET0(mm)	165.63	115.87	67.77	44.54	44.91	54.47	89.65	121.86	165.91	206.68	251.01	229.42
Kc							0.5	0.85	01.04	0.89		
ETM(mm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	44.825	103.581	172.5464	183.9452	0,00	0,00
Rs(mm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Bnet(mm)	-32.60	-35.00	-34.60	-33.20	-37.60	-30.40	12.63	55.06	137.05	164.55	-8.20	-19.30
Bnet(m ³ /ha)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	126.25	550.59	1370.46	1645.45	0,00	0,00
Bbrute(m ³ /ha)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	168.33	734.12	1827.29	2193.94	0,00	0,00

TABLE 3.11: Calcul des besoins en eau de Pêcher

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FÉV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUL	AOÛT
Peff(mm)	32.6	35,00	34.6	33.2	37.6	30.4	32.2	35.9	35.5	19.4	8.2	19.3
ET0(mm)	165.63	115.87	67.77	44.54	44.91	54.47	89.65	121.86	165.91	206.68	251.01	229.42
Kc	0.95	0.95	0.91	0.84	0.78	0.7	0.5	0.5	0.53	0.68	0.83	0.95
ETM(mm)	157.3485	110.0765	61.6707	37.4136	35.0298	38.129	44.825	60.93	87.9323	140.5424	208.3383	217.949
Rs(mm)	0.00	0.00	0.00	47.33	71.00	47.33	47.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Bnet(mm)	124.75	75.08	27.07	4.21	-49.90	-63.27	-34.71	-22.30	52.43	121.14	200.14	198.65
Bnet(m ³ /ha)	1247.49	750.77	270.71	42.14	0,00	0,00	0,00	0,00	524.32	1211.42	2001.38	1986.49
Bbrute(m ³ /ha)	1663.31	1001.02	360.94	56.18	0,00	0,00	0,00	0,00	699.10	1615.23	2668.51	2648.65

TABLE 3.12: Calcul des besoins en eau de l'Olivier

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FÉV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUL	AOÛT
ET0(mm)	165.63	115.87	67.77	44.54	44.91	54.47	89.65	121.86	165.91	206.68	251.01	229.42
Kc	0.95	0.95	0.95	0.89	0.81	0.73	0.5	0.5	0.5	0.59	0.74	0.89
ETM(mm)	157.3485	110.0765	64.3815	39.6406	36.3771	39.7631	44.825	60.93	82.955	121.9412	185.7474	204.1838
Rs(mm)	0.00	0.00	0.00	47.33	71.00	47.33	47.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Bnet(mm)	124.75	75.08	29.78	6.44	-48.56	-61.64	-34.71	-22.30	47.46	102.54	177.55	184.88
Bnet(m ³ /ha)	1247.49	750.77	297.82	64.41	0,00	0,00	0,00	0,00	474.55	1025.41	1775.47	1848.84
Bbrute(m ³ /ha)	1663.31	1001.02	397.09	85.87	0,00	0,00	0,00	0,00	632.73	1367.22	2367.30	2465.12

TABLE 3.13: Récapitulatif des besoins net totaux des cultures en mm/mois

Culture Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FÉV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUL	AOÛT
Blé					2,82	0,40	33,53	67,68	64,05	52,94		
Orge vert						11,02	57,45	20,16				
Luzerne	75,06	40,32	12,84				30,38	92,05	155,30	238,95	192,61	164,24
Courgette	108,19									83,94	180,06	175,71
Pomme de terre (S)		22,94	12,84									
Pomme de terre (AS)							12,63	55,06	137,05	164,55		
Pecher	124,75	75,08	27,07	4,21					52,43	121,14	200,14	198,65
Olivier	124,75	75,08	29,78	6,44					47,46	102,54	177,55	184,88
Besoins MAX	124,75	75,08	29,78	6,44	2,82	11,02	57,45	92,05	155,30	238,95	200,14	198,65
TOTAL	432,74	213,41	82,53	10,65	2,82	11,42	133,99	234,95	456,28	764,06	750,35	723,48

3.3.4 Calcul du débit spécifique

Les débits spécifiques de chaque culture sont déterminés d'après les besoins en eau évalués précédemment à partir de la répartition culturelle. La dose d'arrosage de la consommation de pointe est donnée sous forme de débit permanent fourni 24h/24 afin d'assurer les besoins de la consommation mensuelle. Le débit spécifique est calculé comme suit :

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

Avec :

- B_{net} : Besoin net du mois de pointe en mm/mois
- N_i : Nombre des heures d'irrigation = 24h
- N_j : Nombre de jours du mois de pointe = 30 jours
- E_i : Efficience d'irrigation = 75%

D'où les besoins de pointe correspondent au mois de juin avec un besoin de 764,06mm

$$q_s = 5.93 l/s/ha$$

Le débit spécifique obtenu est supérieur à 1.5, il y'a un risque de surdimensionnement. Pour y remédier, nous prenons le débit spécifique de la culture la plus exigeante pour le mois de pointe, nous avons la Luzerne avec 238,95mm de besoins.

$$q_s = 1.23 l/s/ha < 1.5$$

Alors, la condition est vérifiée

3.3.5 Evaluation du débit caractéristique

Le débit caractéristique permet de définir le débit que le système d'irrigation doit véhiculer pour répondre à la demande en eau des cultures; il est déterminé selon la formule suivante :

$$Q_C = q_s \cdot S$$

- q_s : Débit spécifique de mois de pointe en (l/s/ha)
- S : La superficie nette à irriguer = 282 ha
- $Q_c = 1.23 * 282 = 346,63l/s$

3.3.6 Estimation des volumes d'eau d'irrigation

L'estimation des volumes d'eau d'irrigation permet de prévoir les volumes d'eau stockés dans la retenue et d'effectuer un meilleur calendrier d'arrosage.

*Le volume des besoins en eau = le besoin de la culture (m³) * la surface de la culture*

Le volume des besoins en eau de notre périmètre est présenté dans le tableau 3.14.

TABLE 3.14: Volume d'eau d'irrigation

Culture / Mois	Superficie (ha)	Besoins net (mm)	Besoins net (m ³ /ha)	Besoins brute (m ³ /ha)	Besoins brutes totaux (m ³)
Blé	84,60	221,42	2 214,20	2 952,26	249 761,57
Orge vert	28,20	88,62	886,21	1 181,62	33 321,62
Luzerne	56,40	1 001,75	10 017,50	13 356,67	753 316,00
Courgette	12,30	547,89	5 478,90	7 305,20	89 853,96
Pomme de terre (S)	15,00	35,77	357,74	476,99	7 154,80
Pomme de terre (AS)	15,00	369,28	3 692,75	4 923,67	73 855,08
Pêcher	40,50	803,47	8 034,71	10 712,95	433 874,50
Olivier	30,00	748,47	7 484,75	9 979,66	299 389,80
TOTAL	282,00	3 816,68	38 166,76	50 889,02	14 350 703,01

3.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons choisi les cultures à implanter dans notre périmètre et déterminé leurs besoins en eau. Par la suite, ces besoins en eau nous ont permis d'estimer le débit spécifique de notre périmètre en tenant compte de la culture la plus exigeante a causes des contraintes agricoles et agronomiques. Enfin, nous avons calculé le débit caractéristique pour déduire le volume d'eau d'irrigation nécessaire à notre périmètre qui est de 14.4hm³.

Chapitre 4

Etude de système d'adduction

4.1 Introduction

Ce chapitre porte sur le système d'adduction. C'est la partie essentielle de notre étude, car tous les systèmes d'irrigation dépendent du tracé et de la conception des conduites du réseau d'adduction. Ce dernier est constitué essentiellement par des canalisations enterrées livrant l'eau sous pression ou gravitairement aux différents exploitants par l'intermédiaire des bornes (prises) d'arrosages.

4.2 Alimentation en eau du périmètre

Notre périmètre dont la superficie est de $282ha$, sera irrigué à partir de la retenue collinaire EL-HADJIA qui a une capacité initiale de $34200000 m^3$.

4.3 Organisation et structure du périmètre

L'organisation du périmètre est la première contrainte dans l'aménagement d'un périmètre d'irrigation. Le périmètre est organisé en un seul secteur et divisé en plusieurs îlots.

4.3.1 Îlots et bornes d'irrigation

L'organisation d'un périmètre se fait à l'aide des îlots. Ce sont les plus petites entités hydro-agricoles desservies par une borne d'irrigation. Généralement, on admet que l'im-

plantation des bornes pour les zones de petites et moyennes exploitations doivent répondre aux critères suivants :

- Une prise par îlot d'exploitations
- Quatre (04) prises maximum sur une même borne
- Bornes implantées en limites d'îlots ou au centre pour les grands îlots

4.3.2 Rôle et fonction de la borne d'irrigation

Chaque îlot est alimenté par une borne d'irrigation. Cette dernière comporte une ou plusieurs prises suivant le nombre d'arrosages qu'elle doit assurer simultanément. Chaque borne et chaque sortie doit assurer toutes les fonctions d'une prise tel que :

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

4.3.3 Calcul hydraulique aux bornes

Le débit de chaque borne pouvant desservir un îlot est calculé comme suit :

$$Q_b = q_s \cdot S_i$$

Avec :

- Q_b : Débit de chaque îlot (l/s)
- q_s : Débit spécifique (l/s/ha)
- S_i : Superficie de l'îlot (ha)

a. Choix du diamètre et du type des bornes

Le choix du type de borne dépend de la surface de l'îlot et du nombre de parcelles. Généralement, on admet :

- Pour les îlots ayant un nombre de parcelles entre [4 -8], et dont la superficie est inférieure à 15ha, nous prenons la borne à quatre prises (borne de type A4)

- Pour les îlots ayant deux parcelles et dont la superficie est inférieure à $15ha$, nous prenons la borne à deux prises (borne de type A2)
- Pour les îlots ayant deux parcelles et dont la superficie dépasse $15ha$, nous prenons la borne à deux prises (borne de type B)
- Pour les grands îlots ($S > 50 ha$), nous prévoyons des bornes de type C

Le tableau 4.1 présente les types de bornes en fonction de superficie d'îlots.

TABLE 4.1: Type de bornes en fonction de superficies des îlots [4]

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

Le tableau 4.2 détaille le calcul de débit de chaque îlot.

TABLE 4.2: Calcul des débits des îlots et choix du type de bornes

Nombre d'îlots	Superficie (ha)	Débit d'îlot (l/s)	N° de borne	Matériel	Corp de régulation (mm)	Type de borne
IL1	2,6	3,20	1	PEHD	100	Entrée Type A2
IL2	10,3	12,67	2	PEHD	125	2 Entrée Type B
IL3	9,7	11,93	3	PEHD	125	2 Entrée Type B
IL4	4,5	5,54	4	PEHD	100	Entrée Type A2
IL5	7,7	9,47	5	PEHD	100	Entrée Type A2
IL6	7,5	9,23	6	PEHD	100	Entrée Type A2
IL7	5,6	6,89	7	PEHD	100	Entrée Type A2
IL8	11,7	14,39	8	PEHD	125	2 Entrée Type B
IL9	7,4	9,10	9	PEHD	100	Entrée Type A2
IL10	6,7	8,24	10	PEHD	100	Entrée Type A2
IL11	12,5	15,38	11	PEHD	125	2 Entrée Type B
IL12	9,4	11,56	12	PEHD	125	2 Entrée Type B
IL13	13,2	16,24	13	PEHD	125	2 Entrée Type B
IL 14	6,7	8,24	14	PEHD	100	Entrée Type A2
IL15	11,5	14,15	15	PEHD	125	2 Entrée Type B
IL16	8,6	10,58	16	PEHD	100	Entrée Type A2
IL17	8,3	10,21	17	PEHD	100	Entrée Type A2
IL18	8,1	9,96	18	PEHD	100	Entrée Type A2
IL19	6,9	8,49	19	PEHD	100	Entrée Type A2
IL20	11,5	14,15	20	PEHD	125	2 Entrée Type B
IL21	13,8	16,97	21	PEHD	125	2 Entrée Type B
IL22	6,5	8,00	22	PEHD	100	Entrée Type A2
IL23	5,7	7,01	23	PEHD	100	Entrée Type A2
IL24	4,9	6,03	24	PEHD	100	Entrée Type A2
IL25	4,7	5,78	25	PEHD	100	Entrée Type A2
IL26	3,9	4,80	26	PEHD	100	Entrée Type A2
IL 27	4,7	5,78	27	PEHD	100	Entrée Type A2
IL 28	6,9	8,49	28	PEHD	100	Entrée Type A2
IL29	5,7	7,01	29	PEHD	100	Entrée Type A2
IL30	5,3	6,52	30	PEHD	100	Entrée Type A2
IL31	3,8	4,67	31	PEHD	100	Entrée Type A2
IL32	5,6	6,89	32	PEHD	100	Entrée Type A2
IL33	4,6	5,66	33	PEHD	100	Entrée Type A2
IL34	1,3	1,60	34	PEHD	100	Entrée Type A2
IL 35	4,4	5,41	35	PEHD	100	Entrée Type A2
IL 36	4,3	5,29	36	PEHD	100	Entrée Type A2
IL37	3,6	4,43	37	PEHD	100	Entrée Type A2
IL 38	5,6	6,89	38	PEHD	100	Entrée Type A2
IL 39	9,8	12,05	39	PEHD	125	2 Entrée Type B
IL 40	6,7	8,24	40	PEHD	100	Entrée Type A2
IL 41	9,8	12,05	41	PEHD	125	2 Entrée Type B

Le tableau 4.3 résume le calcul hydraulique aux bornes.

TABLE 4.3: Récapitulatif du calcul aux bornes

Secteur	Superficie (ha)	Nombre d'îlots irrigués	Nombre de Bornes	Nombre d'irrigants	Superficie moy/îlot (ha)	Débit spécifique (l/s/ha)
1	292	41	41	41	8,76	1,23

4.3.4 Description de l'aménagement du périmètre

Il est nécessaire d'étudier les variantes d'aménagement d'un périmètre d'irrigation qui conditionnent le système d'adduction et de distribution, ceci en fonction de la disponibilité de la source d'eau. Nous choisissons la variante adéquate pour alimenter notre périmètre.

a. La variante 1

La variante 1 est celle du réseau gravitaire sans pompage et donc sans réservoir. Une conduite enterrée en PEHD part de la chambre des vannes vers la station de tête (ST), qui alimente le périmètre. Cette variante a été écartée du fait des conditions topographiques et des faibles pressions obtenues.

b. La variante 2

La variante 2 consiste à alimenter le périmètre à partir d'un pompage qui alimente un réservoir de stockage sur la rive gauche du périmètre, afin de garantir les pressions adéquates (généralement à 2 bars) au niveau des bornes. Ci-dessous, la figure 4.1 schématise la variante d'irrigation choisie.

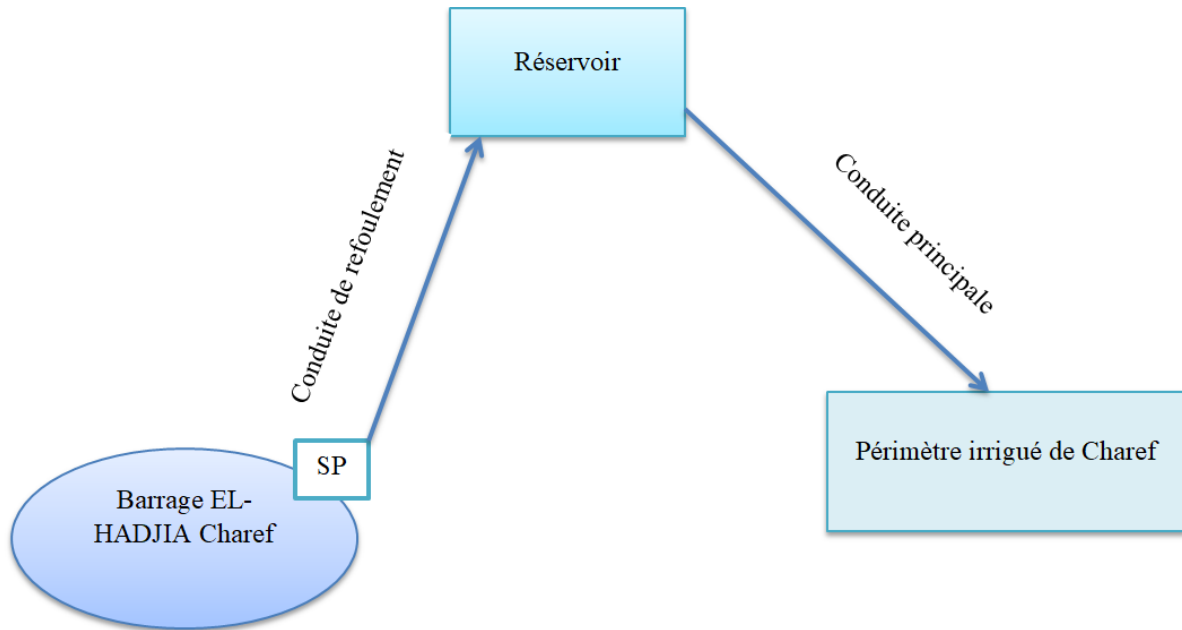


FIGURE 4.1: Schéma de la variante d'irrigation sous pression

c. Choix de la variante

La variante d'adduction retenue pour l'irrigation du périmètre Charef à partir de la retenue collinaire EL-HADJIA est la variante 2. Elle répond aux conditions hydrauliques de desserte du périmètre d'irrigation en présentant une meilleure gestion d'exploitation.

4.4 Etude de système de pompage

4.4.1 Calculs hydrauliques du système d'adduction

Pour les besoins des calculs hydrauliques du système d'adduction nous avons les données suivantes :

- Niveau maximal de la retenue EL-HADJIA = $1194m$
- Niveau minimal de la retenue EL-HADJIA = $1180m$
- Niveau maximal d'eau dans le Réservoir = $1162,5m$
- Niveau minimal d'eau dans le Réservoir = $1161,2m$

Le niveau moyen de la retenue est calculé comme suit :

$$N_{moy} = \frac{(N_{max} + N_{min})}{2}$$

$$N_{moy} = \frac{(1194 + 1180)}{2} = 1187m.$$

a. Détermination de la hauteur d'élévation calculée

La hauteur d'élévation se calcule comme suit :

$$H = Hg + \Delta H + Pex$$

Avec :

- Hg : Hauteur géométrique (m)
- ΔH : Pertes de charge totales (m)
- $Pexh$: Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur), $Pexh = \left(\frac{1,0}{1,5}\right)m$

On prend : $Pexh = 1m$.

Hauteur manométrique totale La hauteur manométrique est donnée par la formule :

$$HMT = Hg + \Delta hp$$

Avec :

- HMT : Hauteur Manométrique Totale en (m)
- Hg : Hauteur géométrique en (m). $Hg = ha - hr$
- Ha : Hauteur d'aspiration

On a :

$$N_{moy} = 1187m$$

- hr : Côté du réservoir $max = 1162,5m$
- hr : Côté du réservoir $min = 1161,2m$

Le débit caractéristique : $Q_C = 346,63l/s$.

Donc : Le débit à refouler :

$$Q_{rf} = Q_c * (1.05 - 1.1)$$

$$Q_{rf} = 1.05 * Q_c = 0.364 m^3/s$$

- $Hg_{max} = 1194 - 1161.2 = 32.8m$
- $Hg_{min} = 1194 - 1162.5 = 31.5m$
- $Hg_{moy} = (32.8 + 31.5)/2 = 32.15m$

b. Calcul des pertes de charge totales

Pertes de charge linéaires Les pertes de charge sont calculées comme suit :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{LV^2}{D^2g}$$

Avec :

- L : Longueur du tronçon en (m)
- V : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s)
- ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)
- I : Gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \operatorname{Ln}\left(\frac{\epsilon}{D}\right) \right)^{-2} \text{ (Formule de Nikuradse)}$$

ϵ : Rugosité absolue en (mm).

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

$$\Delta H_s = 0.1 * \Delta H_l$$

Dans le tableau 4.4, nous calculons les pertes de charge pour les différents diamètres.

TABLE 4.4: Calcul des pertes de charge

Dint (mm)	L (m)	Qref(m^3/s)	Vitesse(m/s)	λ	ΔH_l	ΔH_T	H_g	HMT
600	1000	0.364	1.288	0.009	4.180	4.597	32.15	37.747
700	1000	0.364	0.946	0.009	1.617	1.778	32.15	34.928
800	1000	0.364	0.725	0.008	0.710	0.781	32.15	33.931
1000	1000	0.364	0.464	0.008	0.180	0.198	32.15	33.348

$$HMT = 34.93 = 35m$$

c. Calcul du diamètre économique

Le diamètre des conduites de refoulement est approché par la loi de Bonin comme suit :

$$D = \sqrt{Q_{ref}}$$

Avec :

- Q_{ref} : Débit de refoulement en m^3/s ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

Donc : $D = 0.603m = 603mm$

Ce diamètre est approximatif, nous devons établir une analyse technico-économique pour le choix du diamètre optimale de la conduite de refoulement.

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celles d'investissement, une étude technico-économique s'avère donc indispensable.

4.4.2 Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie par la pompe. Elle est définie comme suit :

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta}$$

- η : Rendement de la pompe en (%) ($n = 80\%$) ;
- Q : Débit refoulé par la pompe en (m^3/s) ;
- g : Pesanteur ($9.81m/s^2$) ;
- ρ : Masse volumique de l'eau (kg/m^3).

4.4.3 Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 [Kwh]$$

Avec :

- t : Temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas $t = 22h$
- P : Puissance de la pompe en (kW)

a. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$Fex = E * e [DA]$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe en (Kwh)
- e : Prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ ($e = 4,69DA$)

Les détails de calcul des frais d'exploitation sont donnés dans le tableau 4.5.

TABLE 4.5: Calcul des frais d'exploitation

D(mm)	Q(m ³ /s)	HMT(m)	Puissance (KW)	E KWH annuel	Prix KWH (DA)	F Exploitation (DA)
600	0.364	37.747	1684.88	13529567.8	4.69	63453673
700	0.364	34.928	1559.05	12519167.49	4.69	58714895.53
800	0.364	33.931	1514.54	12161781.8	4.69	57038756.63
1000	0.364	33.348	1488.49	11952610.06	4.69	56057741.19

b. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit :

$$Fam = Prc * A [DA]$$

Avec :

- Prc : Prix de la conduite en (DA)
- A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

- i : Taux d'annuité annuel, $i = 8\%$;
- n : Nombre d'années d'amortissement, $n = 35ans$.

$$A = 0.086.$$

Les détails de calcul des frais d'amortissement sont donnés dans le tableau 4.6.

TABLE 4.6: Calcul des frais d'amortissement

D (mm)	Prix ML(TTC)	Prix de pose	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	FAmort (DA)
600	14045	1080	1000	15125000	0.086	1300750
700	17100	1200	1000	18300000	0.086	1573800
800	20000	1550	1000	21550000	0.086	1853300
1000	25000	2240	1000	27240000	0.086	2342640

c. Bilan total

Les résultats sont résumés dans le tableau 4.7 et présentés sous forme de graphe dans la figure 4.2.

TABLE 4.7: Calcul du bilan total

D (mm)	F Exploitation (DA)	FAmort (DA)	Bilan (DA)
600	63453673	1300750	64754423
700	58714895,5	1573800	60288695,5
800	57038756,6	1853300	58892056,6
1000	56057741,2	2342640	58400381,2

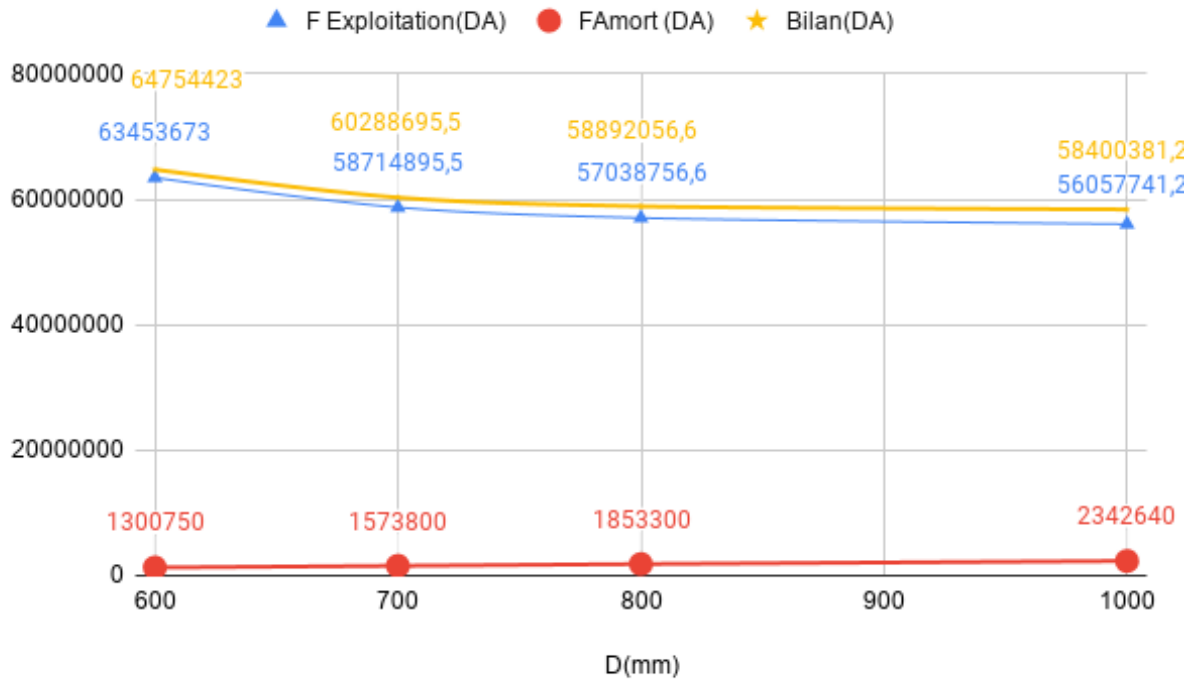


FIGURE 4.2: Graphe du bilan en fonction diamètre

4.4.4 Calcul du débit forcé

Le débit forcé est donné par la formule suivante :

$$Q_f = Q_{eq} + \frac{W_{max} + W_{inc} + W_s}{24}$$

Avec :

- Q_{eq} : Débit d'équipement.
- W_{max} : Volume max en 24 heures (m^3) = $1249.2m^3$.
- W_s : Volume reserve a certain consommateur le long de la conduite de refoulement (m^3) = $0m^3$.
- W_{inc} : Volume d'incendie (m^3) de $80 - 120m^3$, on prend $W_{inc} = 120m^3$.

Calcul du débit d'équipement

$$Q_{eq} = \alpha \frac{Q_{moyj}}{T} = Q_{ref}$$

- α : Coefficient de correction, on prend $a = 1,05$, $T = 24h$.

- $Q_{eq} = 1310.4m^3/h$
- $Q_f = 1367.45m^3/h$

Condition à vérifier

$$1.1 \leq Q_f/Q_{eq} \leq 1.2 \Rightarrow Q_f/Q_{eq} = 1.1$$

Remarque : D'après les calculs, nous remarquons que le rapport Q_f/Q_{eq} est dans la fourchette de 1,1 et 1,2.

Donc, nous acceptons le débit forcé suivant :

$$Q_f = 1367.45m^3/h$$

4.4.5 Choix des pompes et nombre des pompes

Les Critères du choix du nombre de pompes sont les suivants :

- Nombre minimal de pompes
- Puissance absorbée minimale
- (NPSH) r minimal
- Meilleur rendement

Les intervalles des nombres de pompes sont présentés dans le tableau 4.8.

TABLE 4.8: Choix du nombre de pompes [15]

Nombre de pompes principales	Nombre de pompes de secours
$NP \leq 4$	1 pompe de secours
$4 < Np \leq 6$	2 pompes de secours
$Np \geq 6$	3 pompes de secours

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique, nous avons :

- Le débit d'équipement qui est de $364l/s$
- La hauteur manométrique totale nécessaire à l'adduction elle est de $35m$
- La conduite de refoulement a un linéaire de $1000m$

Dans notre cas, nous avons utilisé le logiciel CAPRARI pour le choix du type et du nombre des pompes. Le tableau 4.9 englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

TABLE 4.9: Variantes pour le choix du nombre de pompes

Nombre de pompe	Q(l/s)	HMT(m)	Type de pompe	$\eta(\%)$	N(tr/min)	Pab (KW)	NPSHr(m)	$\phi(mm)$
2	187	35.1	E14S64/1D + M10125	71.9	2900	89.5	12.5	230
3	131	35.6	MEC-AZRBH 2/125D	61.8	2950	78.7	6.79	125
3	124	35.1	E14S55/1CDD + MC880	75.7	2900	56.3	12.1	230
4	91	35	E14S50/1C + MC860	73.6	2900	42	8.85	200
4	96.1	35.4	MEC-AZRBH 2/125F	70.4	2950	47.7	4.46	125

Après la comparaison entre les caractéristiques des différents variantes de pompe, et pour des raisons technico-économiques, nous choisissons la variante de 4 pompes identiques (+2 pompes de secours) qui portent les caractéristiques suivantes représentées dans la figure 4.3 :

1. Rendement 70.4%
2. Puissance absorbée 47.7Kw
3. NPSHr minimal 4.46m

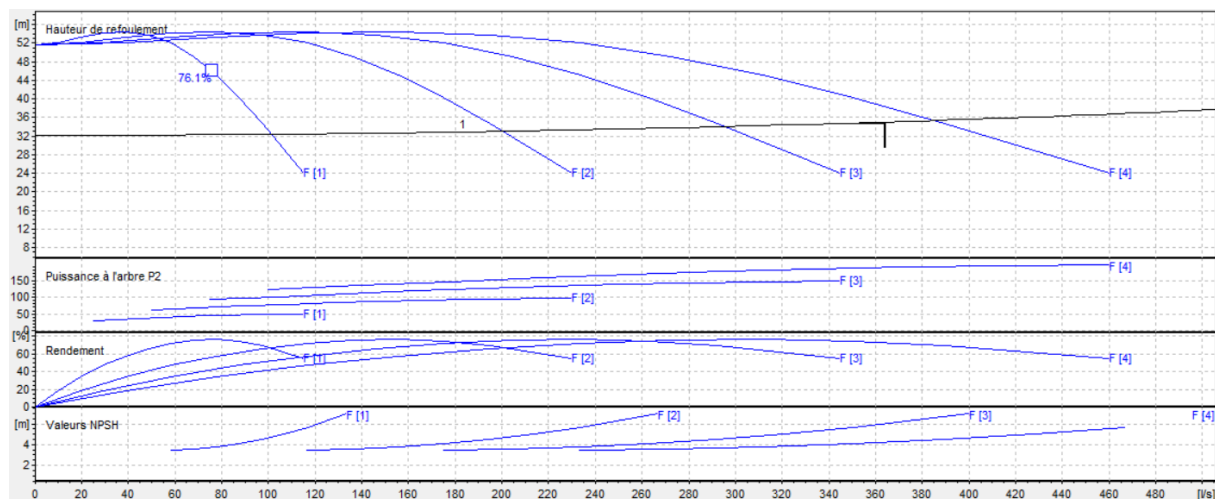


FIGURE 4.3: Courbe caractéristique de la pompe (CAPRARI)

4.4.6 Protection contre la cavitation

La cavitation fait référence à la perturbation de l'écoulement du liquide uniquement à l'entrée de la pompe en fonctionnement, qui se produit à une température constante, et

la pression absolue est inférieure ou égale à la pression de la vapeur d'eau. 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

La relation qui permet de calculer le NPSHd est la suivante :

$$NPSH_d = \frac{pa}{\rho g} - ZE - \Delta Ha - \frac{pv}{\rho g}$$

Avec :

- $\frac{pa}{\rho g}$: en mce, la hauteur de pression atmosphérique locale, en fonction de la côte de l'emplacement de la station de pompage.

Dans notre cas, la station de pompage est sur la côte de 1161m. Suivant le tableau 4.10, on pose $\frac{pa}{\rho g} = 8.97$

TABLE 4.10: Pression atmosphérique en fonction de la côte [9]

H(m)	-50	0	100	300	500	1500	2000
pa/ ρg	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

- $\frac{pv}{\rho g}$: en mce, pour la plupart des installations, est en fonction de la température ambiante.

Avec une température d'eau comprise entre 15°C et 20°C, et selon le tableau 4.11 il est recommandé de prendre $pv/\rho g = 0.22m$

TABLE 4.11: Pression de vapeur en fonction de la température [9]

T°(c)	5	10	20	30	40	50	80	100
pv/ ρg	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.24	4.82	10.33

- ZE : la différence de dénivelé entre le niveau de pompage et la bride d'entrée de la pompe, $ZE = 2m$
- ΔHa : perte de charge à l'aspiration.

Les pertes de charge sont calculées par la formule de Williams-Hazen :

$$\Delta H (m/100m) = 1.23 * 10^{12} * \frac{Q^{1.85}}{D^{4.87}}$$

$$- NPSH_d = 8.97 - 2 - 0.25 - 0.22$$

$$- NPSH_d = 6.5m$$

On remarque que :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

ce qui explique que les pompes sont protégées contre la cavitation.

4.4.7 Rendement de la station de pompage

Le rendement de la station de pompage est lié au rendement de tous les équipements existants comme le mode d'accouplement, le moteur électrique, la pompe choisie, et le rendement du réseau électrique. Le rendement de la station de pompage est donné par la formule suivante :

$$\eta_{st} = \eta_p * \eta_{tr} * \eta_m * \eta_{res, elec}$$

- η_{st} : Rendement de la station de pompage
- η_p : Rendement de la pompe choisie = 0,704
- η_m : Rendement du moteur électrique = 0,95
- η_{tr} : Rendement de transmission = 1
- $\eta_{res, elec}$: Rendement du réseau électrique = 0,99
- $\eta_{sp} = 0.704 * 0.95 * 1 * 0.99 = 0.662112$
- $\eta_{sp} = 66.21\%$

4.4.8 Bâtiments de la station

Il existe différents types de bâtiments pour une station de pompage :

- Bâtiment type bloc
- Bâtiment type bache sèche
- Bâtiment type bache mouillée

- Bâtiment de type semi-enterré et sur sol

Nous choisissons le type de bâtiment en fonction des paramètres mentionnés dans le tableau 4.12.

TABLE 4.12: Choix du type de bâtiment [15]

Parametres	Type de batiments			
	Bloc	Bache seche	Bache mouillée	Sur sol ou semi enterée
$Q(m^3/s)$	> 2	< 2	> 6	< 1.5
Type de pompe	Axiale a axe vertical ou horizontale	Pompe centrifuge	Axiale noyée a axe vertical	Pompe centrifuge
Installation	en charge	En aspiration/ en charge	En charge	En aspiration
Variation dy plan d'eau de la riviere	1 – 2	1 – 3	N'importe	Important

Nous avons choisi le bâtiment de type Bâche sèche car nous avons une pompe centrifuge et $Q < 2m^3/S$.

a. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9$$

Où :

- $H_5 = H_p + H_{rf} + H_r$
- H_p : Hauteur de la pompe, $H_p = 0.811m$
- H_{rf} : Hauteur à la sortie de la pompe, $H_{rf} = 0.4m$
- H_r : Hauteur de réserve $H_r = 0.5m$

A.N : $H_5 = 0.811 + 0.4 + 0.5$ d'où : $H_5 = 1.711m$

- H_6 : Hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2.2m$
- H_7 : Hauteur du chariot, $H_7 = 0.3m$
- H_8 : Hauteur profilée, $H_8 = 0.8m$
- H_9 : Hauteur de sécurité, $H_9 = 0.5m$

A.N : $H_b = 1.711 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5$ $H_b = 5.51m$.

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 ; 9 m), on prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 9m$.

b. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n.L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p + L_m + L_{pm}$$

- n : Nombre de pompes, $n = 6$ (tenant compte de la pompe de secours)
- L : Longueur de la pompe et celle du moteur ($L = 1.584m$)
- L_{int} : Distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = (0.8 - 1.2)m$
On prend : $L_{int} = 0.9m$
- L_{pf} : Longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 2m$
- L_r : Longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2 - 3)m$; On prend : $L_r = 2.5m$
- L_p : Longueur du bureau du personnel, On prend : $L_p = 4m$
- L_m : Epaisseur du mur, on prend : $L_m = 0.6m$
- L_{pm} : Distance entre pompe et mur, on prend : $L_{pm} = 0.3m$

A.N :

$$L_b = 6 * 1.584 + 0.9 + 3 + 2.5 + 4 + 0.6 + 0.3$$

$$L_b = 20.9m$$

On opte pour une longueur de 21 m.

c. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s + l_5 + l_6$$

- s : Epaisseur du mur, $s = 0,3m$
- l_1 : Distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,3m$
- l_2 : Largeur pompe moteur, $l_2 = 0.63m$
- l_3 : Longueur des accessoires d'aspiration
- l_4 : Longueur des accessoires de refoulement, $l_3 + l_4 = 1.86m$
- l_5 : Largeur du bureau $l_5 = 3m$

- l_6 : Distance entre mur et escalier, $l_6 = 1.2m$

Finalement la largeur totale est de : $l_b = 7.59m$.

On opte pour une largeur de $8m$.

4.4.9 Dimensionnement du réservoir de stockage (Bassin)

Etant donné la superficie importante, nous optons pour un réservoir rectangulaire (ou bassin). Le volume du réservoir est estimé comme suit :

$$V = Q_c * T_{nf}$$

Avec :

- V : Volume d'eau d'irrigation (m^3)
- Q_c : Débit caractéristique (l/s), $Q_c = 346.63l/s$
- T_{nf} : Temps de non fonctionnement pris égal à 2 heures

On trouve donc $V = 694m^3$. On prend un volume de $V = 700m^3$.

Vu le volume de régulation nous optons pour 2 variantes de réservoirs :

1. Réservoir circulaire : Les dimensions finales du bassin sont :

$$4 * \pi(15)(15)/4 = 707m^3.$$

2. Bassin rectangulaire : La station de pompage refoule vers 4 bassins répartis à travers le périmètre. Des conduites de distributions principales assurent l'irrigation moyennant des conduites secondaires.

- $B1 : 5 * 5 * 8 = 200m^3$

- $B2 : 5 * 5 * 6 = 150m^3$

- $B3 : 5 * 5 * 8 = 200m^3$

- $B4 : 5 * 5 * 6 = 150m^3$

4.4.10 Choix de nombre de collecteurs et dimensionnement d'aspiration et de refoulement

Nombre de collecteurs d'aspiration et de refoulement est égale au nombre de pompes installées. Par conséquent, nous avons quatre (4) collecteurs dans chaque coté.

On a également :

- $da = 280mm$
- $Da = 350mm$
- $dr = 32mm$
- $Dr = 125mm$

4.5 Etude du système d'adduction

4.5.1 Dimensionnement du réseau d'adduction

a. Vitesse admissible

Afin d'éviter les risques d'érosion et les risque de dépôts solides, nous fixons un seuil de vitesse admissible. La vitesse admissible est comprise entre $0.5m/s$, comme vitesse minimale, et $2.5m/s$ comme vitesse maximale.

b. Choix du matériau des conduites

Lors du choix des matériaux de canalisation, l'érosion du sol et le degré de satisfaction avec les conditions de l'eau (débit, pression, etc.) doivent être pris en compte, ainsi que leur disponibilité sur le marché. Parmi les matériaux utilisés, nous citons : l'acier, la fonte, le PVC, PRV... etc.

Conduites en fonte Présentent plusieurs avantages :

- Bonne résistance aux chocs et à la pression (25 bar)
- Bonne résistance à la corrosion
- Très rigides et solides
- Une durée de vie assez longue

- Un bon coefficient d'écoulement hydraulique

Leurs inconvénients sont :

- Coût relativement important
- Conduites lourdes
- Elles nécessitent un engin de levage

Conduites en PEHD Elles sont les plus couramment utilisées car elles présentent des avantages importants :

- Les plus légers et faciles à couper
- Avoir de bonnes performances hydrauliques
- Disponibles sur le marché
- Une pose de canalisation facile
- Leur coût est relativement faible

Leur inconvénient est :

- Il existe un risque de fissuration lorsque la soudure est mauvaise.

Conduites en PRV Il s'agit d'un matériau composite composé de fibres ou d'une matrice polymère (appelée résine) parfois renforcée par des microsphères de verre. Par rapport aux métaux, ses propriétés de résistance électrique (propriétés mécaniques et chimiques) et sa densité sont très bonnes avec une résistance à la corrosion et une propriété hydraulique très élevée et stable dans le temps.

Dans notre cas, les conduites seront en fonte pour $D > 500mm$ et PEHD pour les autres diamètres.

c. Calcul des diamètres

Le calcul des diamètres se fait par l'application de la formule de " LABYE ". Cette application nous donne une approximation du diamètre économique qui sera normalisée.

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_{ad}}} 1000$$

– Q : Débit exprimé en m^3/s

- D : Diamètre exprimé en mm
- V_{ad} : Vitesse admissible = $1.5m/s$

d. Estimation des pertes de charge

Les pertes de charge ont été définies par la formule suivante :

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{CH} \right)^{1.852} * \frac{L}{D^{4.87}} Q^{1.852} * C$$

Avec :

- L : La longueur de la conduite
- Q : Débit (m^3/s)
- D : Diamètre intérieur de la canalisation (m)
- $CH = 140(PE)$
- $C = 1.1$, on ajoute 10% des pertes de charge singulières

Les calculs hydrauliques sont détaillés dans les tableaux 4.13 et 4.13.

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

$$Z_1 + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H$$

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

TABLE 4.13: Calculs hydrauliques du réseau d'adduction

N°trouçon	Long L(m)	L(km)	Débit(m^3/s)	Diamètre (mm)	D.Norm (mm)	Matériau de canalisation	V(m/s)	P.charge(m/m)	C Z1(m)	C Z2(m)
SP-B1	1275	1.275	0.384	571.06	600	FONTE	1.36	3.25	1161.21	1189.57
B1-B2	1218	1.218	0.384	571.06	600	FONTE	1.36	3.10	1190	1186.88
B2-B3	950	0.95	0.364	555.99	600	FONTE	1.29	2.19	1186.88	1171.8
B3-B4	1657	1.657	0.364	555.99	600	FONTE	1.29	3.82	1171.8	1147.56

TABLE 4.14 – Calculs hydrauliques du réseau de distribution

N°trouçon	Long L(m)	Surface (Ha)	Débit (m^3/s)	Diamètre (mm)	D.Norm (mm)	Matériau de canalisation	V(m/s)	P.charge (m)	C. terrain Z1(m)	C. terrain Z2(m)	C.piézo (m)	Pression (m)	Pression (bars)
BS1-A11	256	77.9	0.096	285.26	315	PEHD	1.2	1.149	1190	1191	1198.00	6.85	0.69
A11-A10	154	46.5	0.057	220.39	225	PEHD	1.4	1.369	1191	1184	1197.85	12.48	1.25
A10-A9	119	37.1	0.046	196.86	200	PEHD	1.5	1.235	1184	1179.5	1196.48	15.75	1.57
A9-A8	380	19.2	0.024	141.62	160	PEHD	1.2	3.453	1179.5	1171.5	1195.25	20.29	02.03
A8-B10	11	6.7	0.008	83.66	90	PEHD	1.3	0.234	1171.5	1171.25	1191.79	20.31	02.03
A8-B11	40	12.5	0.015	114.27	125	PEHD	1.3	0.546	1171.5	1171.8	1191.79	19.45	1.94
A10-B12	16.5	9.4	0.012	99.09	110	PEHD	1.2	0.248	1184	1184.4	1196.48	11.83	1.18
A11-B13	154	13.2	0.016	117.42	125	PEHD	1.3	2.326	1191	1191.8	1197.85	3.72	0.37
A11-A12	317	18.3	0.023	138.26	140	PEHD	1.5	5.049	1191	1192.5	1197.85	0.30	0.03
A12-B14	92	6.7	0.008	83.66	90	PEHD	1.3	1.960	1192.5	1190.6	1192.80	0.24	0.02
A12-B15	262	11.5	0.014	109.60	110	PEHD	1.5	5.713	1192.5	1184.5	1192.80	2.59	0.26
A9-A13	889	17.9	0.022	136.74	140	PEHD	1.4	13.592	1179.5	1150	1195.25	31.65	3.17
A13-B35	105	4.4	0.005	67.80	75	PEHD	1.2	2.495	1150	1149	1181.65	30.16	03.02
A13-B38	107	5.6	0.007	76.48	90	PEHD	1.1	1.635	1150	1148	1181.65	32.02	3.20
A13-A14	170	7.8	0.010	90.27	90	PEHD	1.5	4.800	1150	1149	1181.65	27.86	2.79
A14-B36	48	4.3	0.005	67.02	75	PEHD	1.2	1.093	1149	1148.3	1176.86	27.46	2.75
A14-B37	129	3.6	0.004	61.32	75	PEHD	1.0	2.114	1149	1148.8	1176.86	25.94	2.59
BS3-A15	175	75.8	0.093	281.39	315	PEHD	1.2	0.747	1171.8	1170.7	1192.70	21.25	2.13
A15-B19	249	6.9	0.008	84.90	90	PEHD	1.3	5.602	1170.7	1166.8	1191.95	19.55	1.96
A15-B18	57	8.1	0.010	91.98	110	PEHD	1.0	0.649	1170.7	1169.7	1191.95	21.60	2.16
A15-A16	312	60.8	0.075	252.01	250	PEHD	1.5	2.727	1170.7	1170	1191.95	19.23	1.92
A16-B20	55	11.5	0.014	109.60	110	PEHD	1.5	1.199	1170	1169.8	1189.23	18.23	1.82
A16-A17	422	49.3	0.061	226.93	225	PEHD	1.5	4.179	1170	1157.4	1189.23	27.65	2.76
A17-B21	36	13.8	0.017	120.06	125	PEHD	1.4	0.590	1157.4	1157	1185.05	27.46	2.75
A17-A18	197	35.5	0.044	192.57	200	PEHD	1.4	1.885	1157.4	1156.4	1185.05	26.76	2.68
A18-B22	41	6.5	0.008	82.40	90	PEHD	1.3	0.826	1156.4	1155.5	1183.16	26.84	2.68
A18-A19	190	29	0.036	174.05	180	PEHD	1.4	2.088	1156.4	1147.7	1183.16	33.37	3.34
A19-B23	39	5.7	0.007	77.16	90	PEHD	1.1	0.616	1147.7	1146.9	1181.07	33.56	3.36
A19-A20	318	23.3	0.029	156.01	160	PEHD	1.4	4.135	1147.7	1151	1181.07	25.94	2.59
A20-B24	18	4.9	0.006	71.54	75	PEHD	1.4	0.522	1151	1150.8	1176.94	25.62	2.56
A20-A21	157	18.4	0.023	138.64	140	PEHD	1.5	2.526	1151	1150	1176.94	24.41	2.44
A21-B26	102	3.9	0.005	63.83	63	PEHD	1.5	4.531	1150	1149.5	1174.41	20.38	02.04
A21-A22	29	14.5	0.018	123.07	125	PEHD	1.5	0.521	1150	1149.7	1174.41	24.19	2.42
A22-B39	44	9.8	0.012	101.18	110	PEHD	1.3	0.713	1149.7	1149.5	1173.89	23.68	2.37
A22-B25	281	4.7	0.006	70.07	75	PEHD	1.3	7.545	1149.7	1140	1173.89	26.35	2.63
BS4-A23	168	11.6	0.014	110.08	110	PEHD	1.5	3.723	1147.56	1146	1188.89	39.17	3.92
A23-B28	29	6.9	0.008	84.90	90	PEHD	1.3	0.652	1146	1146.1	1185.17	38.41	3.84
A23-B27	166	4.7	0.006	70.07	75	PEHD	1.3	4.457	1146	1137	1185.17	43.71	4.37
BS4-A24	306	26.3	0.032	165.75	180	PEHD	1.3	2.806	1147.56	1145.7	1188.89	40.38	04.04
A24-A25	80	14.8	0.018	124.34	125	PEHD	1.5	1.494	1145.7	1143.5	1186.08	41.09	4.11
A25-B29	28	5.7	0.007	77.16	90	PEHD	1.1	0.442	1143.5	1140	1184.59	44.15	4.41
A25-B31	24	3.8	0.005	63.00	63	PEHD	1.5	1.016	1143.5	1136	1184.59	47.57	4.76
A25-B30	265	5.3	0.007	74.41	75	PEHD	1.5	8.888	1143	1124.4	1184.09	50.80	05.08
A24-A26	247	11.5	0.014	109.60	110	PEHD	1.5	5.386	1145.7	1134	1186.08	46.70	4.67
A26-B32	32	5.6	0.007	76.48	90	PEHD	1.1	0.489	1134	1133.3	1180.70	46.91	4.69

TABLE 4.14 – Calculs hydrauliques du réseau de distribution

N°trouçon	Long L(m)	Surface (Ha)	Débit (m^3/s)	Diamètre (mm)	D.Norm (mm)	Matériau de canalisation	V(m/s)	P.charge (m)	C. terrain Z1(m)	C. terrain Z2(m)	C.piézo (m)	Pression (m)	Pression (bars)
A26-A27	342	5.9	0.007	78.51	90	PEHD	1.1	5.757	1134	1121.2	1180.70	53.74	5.37
A27-B33	78	4.6	0.006	69.32	75	PEHD	1.3	2.012	1121.2	1120.4	1174.94	52.53	5.25
A27-B34	144	1.3	0.002	36.85	63	PEHD	0.5	0.836	1121.2	1117.9	1174.94	56.20	5.62
BS5-A1	360	100.4	0.123	323.85	355	PEHD	1.2	1.444	1154.1	1152	1162.54	9.10	0.91
A1-A3	889	34.8	0.043	190.66	200	PEHD	1.4	8.197	1152	1135	1161.10	17.90	1.79
A3-B5	31	7.7	0.009	89.68	90	PEHD	1.5	0.855	1135	1134.7	1152.90	17.34	1.73
A3-A4	249	14.2	0.017	121.79	125	PEHD	1.4	4.306	1135	1126.9	1152.90	21.69	2.17
A4-B3	32	9.7	0.012	100.66	110	PEHD	1.3	0.509	1126.9	1126.3	1148.59	21.78	2.18
A4-B4	18	4.5	0.006	68.56	75	PEHD	1.3	0.446	1126.9	1126.7	1148.59	21.45	2.14
A3-A5	497	12.9	0.016	116.08	125	PEHD	1.3	7.194	1135	1127	1152.90	18.71	1.87
A5-B1	127	2.6	0.003	52.11	75	PEHD	0.7	1.139	1127	1123.1	1145.71	21.47	2.15
A5-B2	33	10.3	0.013	103.73	110	PEHD	1.3	0.587	1127	1126.8	1145.71	18.32	1.83
A1-A2	104	40.9	0.050	206.70	225	PEHD	1.3	0.729	1152	1147.5	1161.10	12.87	1.29
A2-B41	60	9.8	0.012	101.18	110	PEHD	1.3	0.973	1147.5	1146.2	1160.37	13.19	1.32
A2-B16	73	8.6	0.011	94.78	110	PEHD	1.1	0.929	1147.5	1146.8	1160.37	12.64	1.26
A2-A6	178	22.5	0.028	153.31	160	PEHD	1.4	2.169	1147.5	1142.8	1160.37	15.40	1.54
A6-B6	66	7.5	0.009	88.51	90	PEHD	1.5	1.733	1142.8	1142	1158.20	14.46	1.45
A6-B17	50	8.3	0.010	93.11	110	PEHD	1.1	0.596	1142.8	1141.9	1157.26	14.77	1.48
A6-B40	357	6.7	0.008	83.66	90	PEHD	1.3	7.606	1142.8	1134.8	1157.26	14.86	1.49
A1-A7	871	24.7	0.030	160.63	160	PEHD	1.5	12.618	1152	1138.5	1161.10	9.98	1.00
A7-B7	364	5.6	0.007	76.48	90	PEHD	1.1	5.563	1138.5	1133.8	1148.48	9.11	0.91
A7-B8	90	11.7	0.014	110.55	110	PEHD	1.5	2.026	1138.5	1138.1	1148.48	8.35	0.84
A7-B9	110	7.4	0.009	87.92	90	PEHD	1.4	2.817	1138.5	1138.8	1148.48	6.86	0.69

4.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié les différentes variantes de la disposition du système d'adduction. Nous avons également présenté en détails la structure et les facteurs de conception, la gestion du système d'adduction, et les calculs hydrauliques des canalisations. Dans le cadre de la réalisation du projet, le périmètre est découpé en 41 îlots d'irrigation alimentés chacun par une borne d'irrigation avec une superficie totale de *292ha*.

Chapitre 5

Etude théorique des techniques d'irrigation

5.1 Introduction

Le choix d'une technique d'irrigation est le problème le plus délicat pour une bonne répartition sur le sol des eaux provenant de différentes sources de façon à ce que les plantes puissent tirer le maximum de profit.

Dans ce présent chapitre, nous présentons les différentes techniques d'irrigation et nous analysons les différents paramètres qui nous permettront de choisir la technique la plus convenable pour notre périmètre.

5.2 Critère de choix de technique d'irrigation

Plusieurs facteurs entrent en considération pour le choix des techniques d'irrigation au niveau des sites :

- Les conditions climatiques de la région d'étude
- La pente du terrain à irriguer
- Le débit dont on dispose
- Nature du sol (perméabilité)
- Nature des cultures
- Facteurs économiques

- Rentabilité de l'opération

5.3 Différentes techniques d'arrosage

Il existe trois classes de techniques d'arrosage :

- L'irrigation gravitaire ou de surface
- L'irrigation par aspersion (sous pression)
- L'irrigation localisée ,micro-irrigation ou goutte à goutte (sous pression)

Le schéma dans la figure 5.1 montre les différents systèmes d'irrigation.

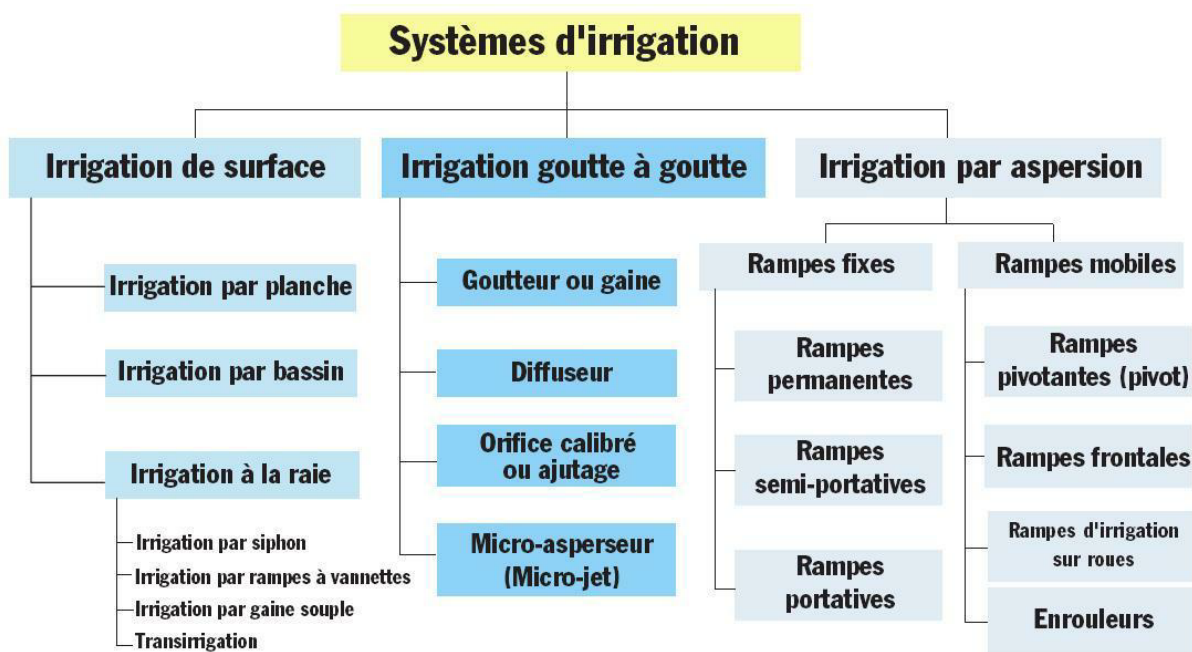


FIGURE 5.1: Les systèmes d'irrigation [3]

5.4 Irrigation de surface

L'irrigation de surface ou l'irrigation gravitaire consiste à prélever l'eau en un point haut et la laisser s'écouler par gravité à l'air libre par simple écoulement à la surface du sol. La totalité du champ peut être submergée en apportant de grandes quantités d'eau ; ou l'eau peut être dirigée vers des raies (séguia) ou des planches d'irrigation. Nous pouvons distinguer de nombreuses façons d'apporter l'eau :

5.4.1 Irrigation par planche

Le champ à irriguer est divisé en planches par des diguettes parallèles. Cette méthode consiste à faire couler une mince couche d'eau sur un sol incliné. La surface du sol est divisée en bandes rectangulaires de Longueur L prise dans le sens de la plus forte pente, et de largeur l [3].

5.4.2 Irrigation à la raie

Cette méthode consiste à faire distribuer l'eau par des rigoles ou raies avec un débit relativement faible comparativement aux autres procédés. Dans l'irrigation à la raie, une partie seulement du sol reçoit directement l'eau, le reste est humecté par infiltration latérale. Cette méthode est essentiellement appropriée pour les cultures qui ne tolèrent pas la submersion de leurs feuillages ou de leur collet par les eaux pour un temps trop long. Elle convient pour les terrains en pente, et pour plusieurs types de sol [3].

5.4.3 Irrigation par submersion (par bassin)

Le principe de cette méthode consiste à donner au sol une couche d'eau plus ou moins épaisse. Cette couche d'eau séjourne pendant le temps nécessaire à l'eau de pénétrer par infiltration à la profondeur utile, permettant ainsi au sol de stocker une réserve d'eau indispensable au développement des cultures [3].

5.4.4 Avantages et inconvénients de l'irrigation gravitaire

D'après [3], l'irrigation gravitaire présente les avantages et les inconvénients suivants :

a. Avantages

- Système facile à utiliser
- N'exige pas de matériel
- Besoins en énergie nuls
- Permet d'irriguer la plupart des cultures

b. Inconvénients

- Le volume d'eau utilisé est important
- Provoque un gaspillage d'eau, pertes d'eau considérable (peu efficient)
- Elle favorise le développement des mauvaises herbes et des adventices
- Elle nécessite beaucoup de mains d'oeuvre
- La durée de l'arrosage est plus longue et augmente les charges sur la culture

5.5 Irrigation par aspersion

L'irrigation par aspersion consiste à distribuer l'eau sous forme de pluie artificielle sur le sol, grâce à l'utilisation d'asperseurs alimentés en eau sous pression, l'eau s'y infiltre en fonction seulement de la perméabilité du sol. Il existe deux types d'installation : installation fixe et installation mobile [3].

5.5.1 Avantages et inconvénients de l'irrigation par aspersion

D'après [3], l'irrigation par aspersion présente les avantages et les inconvénients suivants :

a. Avantages

- Elle ne nécessite aucun aménagement préalable de la surface d'irrigation
- Elle provoque une forte oxygénation de l'eau projetée en pluie
- Elle réalise une importante économie d'eau par comparaison avec les autres systèmes d'irrigation
- Possibilité d'automatisation
- Bonne adaptation à tous les types de sol

b. Inconvénients

- Elle nécessite au départ, pour chaque irrigant une dépense importante de matériels spécifiques et elle exige souvent une main d'oeuvre importante et spécialisée

- Elle favorise l'évaporation vu que les gouttelettes sont fines et l'air plus sec
- Elle favorise le développement des mauvaises herbes

5.6 Irrigation localisée (Goutte à goutte)

La micro-irrigation ou l'irrigation localisée consiste à apporter l'eau au voisinage ou au pied des plantes directement à la surface du sol ou à l'intérieur du sol, avec de faibles débits (quelques litres à quelques dizaines de litre/heure : 2 à 24l/h) et à intervalles rapprochés. Dans certains cas, l'arrosage peut être quasi continu et en ce moment, le sol se comporte plus comme un conducteur d'eau vers les racines qu'un réservoir [3].

5.6.1 Avantages et les inconvénients de l'irrigation localisée

D'après [3], l'irrigation goutte à goutte présente les avantages et les inconvénients suivants :

a. Avantages

- Donne des rendements excellents et permet un raccourcissement du cycle végétatif de la culture
- Economise la main d'oeuvre et réduit les coûts d'entretien
- Précisions de l'apport en eau : l'eau est déposée avec précision à un volume de sol restreint
- Réduit les pertes par évaporation
- S'adapte bien à tous types de sols et de reliefs
- Réduit les mauvaises herbes et adventices

b. Inconvénients

- Présente un coût de première installation élevé
- Nécessite la filtration de l'eau d'irrigation
- Risque une obstruction des goutteurs

- Nécessite une main d'œuvres spécialisée
- Incompatible avec les cultures en plein champ

5.7 Choix de la technique d'arrosage

Une analyse multicritères des techniques d'arrosage basée sur différentes contraintes est nécessaire afin d'aboutir au choix de la technique d'irrigation la plus adéquate pour la zone considérée. Nous détaillons notre analyse dans le tableau 5.1.

TABLE 5.1: Analyse multicritères de choix de technique d'arrosage

Contrainte	Irrigation de surface	Irrigation par aspersion	Irrigation localisée
Le vent (3.05m/s)	+	++	+++
Texture(Sablimoneux)	+	++	+++
Perméabilité	++	+++	+++
Pente	+	++	+++
Qualité de l'eau	+++	++	+
Cultures : - Maraîchères	+++	+++	+++
- Céréales	-	+++	-
- Arbres	+++	-	+++
Contraintes économiques : - économie d'eau	-	++	+++

Remarque :

- Inadéquat ou déconseillé
- + Adapté avec réserve
- + + Adapté

+ + + Très adapté

5.8 Conclusion

En tenant compte des conditions climatiques de la région de Charef, de la nature du sol de notre zone d'étude, de ses aptitudes culturales et de la disponibilité de l'eau, nous avons opté pour les deux techniques d'irrigation goutte à goutte et par aspersion.

Chapitre 6

Dimensionnement de la parcelle

6.1 Introduction

Parmi les différentes options techniques à considérer lors de l'élaboration d'un schéma d'aménagement, le choix de la technologie d'irrigation est crucial.

Ce chapitre traite les deux techniques d'irrigation choisies dans le chapitre 5 : irrigation par aspersion et irrigation goutte à goutte. Ces techniques d'irrigation prennent en entrée plusieurs paramètres, dans le but de l'obtention d'un rendement optimal tout en économisant les ressources en eau. Dans cette étude de projet, nous faisons le dimensionnement du réseau d'irrigation goutte à goutte selon les cultures de pêcher et le dimensionnement du réseau d'irrigation d'aspersion selon les cultures de luzerne.

6.2 Dimensionnement d'un réseau d'irrigation goutte à goutte

Le réseau d'irrigation goutte à goutte est installé sur la parcelle B1. Cette dernière s'étend sur une superficie égale à $2.6ha$ dont les pressions calculées sont de l'ordre de $2.15bars$, ceci est largement suffisant pour alimenter la parcelle.

6.2.1 Données générales

- **Culture** : Pêcher
- **Besoin de pointe** : $200.14mm$ (Juillet)

- **Organisation du réseau** : Avec un écartement de $5 * 5m$ et un espacement de goutteurs 1
 - Surface : $2.6ha$
 - Longueur : $160m$
 - Largeur : $162m$

- **Caractéristique du goutteur**
 - Débit nominal : $4l/h$
 - Pression nominale : $10m.c.e$
 - Espacement des goutteurs : $1m$
 - Le nombre de goutteurs par arbre : 2

- **Caractéristiques des conditions de travail**
 - Une irrigation journalière
 - Temps maximum journalier de travail $16h/24h$

La figure 6.1 représente le disposition d'installation des goutteurs sur la rampe.

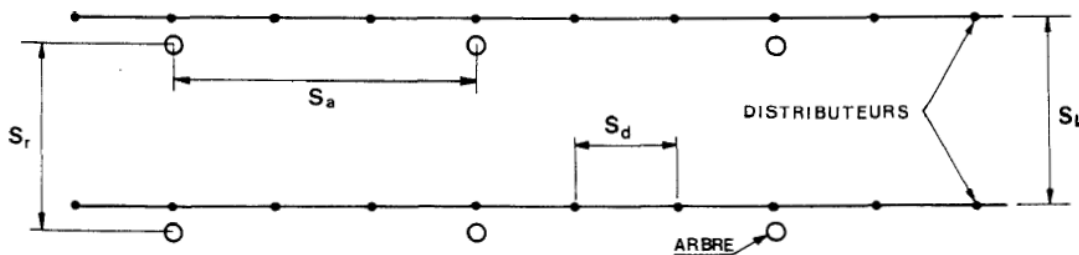


FIGURE 6.1: Dispositifs d'installation des goutteurs sur la rampe

6.2.2 Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée

a. Influence du taux de couverture du sol

Principalement l'irrigation localisée est utilisée pour les cultures en ligne où une seule partie de la surface est occupée par les plantes. Nous appliquons alors à l'ETM un coefficient de réduction « K_r » qui dépend du taux de couverture du sol ($C_s = 60\%$) pour les

plantes adultes. K_r peut être calculé par la formule de Freeman et Garzoli :

$$K_r = C_s + 0.5(1 - C_s)$$

Dans notre cas, nous considérons un taux de couverture égale à 60% (pour les arbres adultes). Donc, nous prenons un coefficient $K_r = 0.80$

$$B_{jl} = B_j * K_r$$

$$B_{jl} = (200.14/30) * 0.8 = 5.34mm/j$$

b. Dose nette pratique

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

$$D_p = (H_{cc} - H_{pf}) . Y . Z . d_a$$

$$D_p = RFU * P\%$$

Avec :

- $H_{cc} = 19\%$
- $H_{pf} = (9\%)$
- $d_a = 1.42$
- $Y = 2/3$
- Z : Profondeur des racines (1500mm)
- P : Pourcentage du sol humidifié

$$P\% = \frac{n.S_d.S_h}{S_a.S_r}$$

Avec :

- P : Volume du sol humidifié
- N : Nombre de points (de goutteurs) de distribution par arbre = 2
- S_d : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre = 1m
- S_h : Largeur de la bande humidifiée (tirée de la table) = 5m (arbres)
- S_r : Ecartement entre les rangs d'arbre = 5m
- S_a : Espacement des arbres sur les rangs = 5m

- $P = \frac{2*0.6*3}{3*3} = 40\%$
- $D_p = \frac{19-9}{100} \frac{2}{3} * 1500 * 1.42 * 0.4$
- $D_p = 56.8mm$

c. Nombre d'irrigations

Le nombre d'irrigations par mois est calculé selon la formule suivante :

$$N_i = \frac{B_{net}}{D_p}$$

- B_{net} : Besoin de pointe (mm)
- D_p : Dose pratique (mm)
- $N_i = 200.14/56.8 = 3.54$
- $N_i = 4$ irrigations par mois

d. Tours d'eau

Tour d'eau est l'intervalle entre deux arrosages. Il est donné par la formule suivante :

$$T_e = \frac{30}{N_i}$$

- $T_e = 7$ jours

e. Calcul de la dose brute

Nous recalculons la nouvelle dose pratique :

$$D_p = Fr.B_{jl} = 10 * 5.337 = 53.37mm$$

$$D_{brute} = \frac{D_p}{Ef.C_u}$$

Avec :

- Ef : Efficience du réseau d'irrigation $Ef = 90\%$
- C_u : Coefficient d'uniformité $C_u = 90\%$

$$D_{brute} = \frac{53.37}{0.9 * 0.9} = 65.89 = 66mm$$

f. Durée de fonctionnement (h)

$$\theta = \frac{D_{br} \cdot S_d \cdot S_r}{n \cdot Q_g}$$

Avec :

- S_r et S_d Espacement entre rang et distributeur
- n et Q_g Nombre et débit du goutteur

$$\theta = \frac{66 * 1 * 5}{2 * 4} = 41.25h/7jour$$

$$\theta = 5.9h/jour$$

g. Nombre de postes

Le nombre de postes par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{\text{Temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}} = \frac{24}{5.9} = 4.07$$

On prend 4 postes.

h. Surface du poste

$$S_p = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}} = \frac{2.6}{4} = 0.65ha$$

$$N_g = \frac{n * \text{Surface totale} * 10000}{S_r * S_a} = \frac{2 * 2.6 * 10000}{5 * 5} = 2080 \text{ Goutteurs}$$

6.2.3 Calculs hydrauliques

- $S = 2.6ha$
- La longueur de la rampe : 160m
- La longueur de la porte rampe : 162m

1. La variation maximale du débit entre goutteur ne doit pas dépasser 10% selon la règle de Christiansen :

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

2. La variation maximale de la pression :

$$q = K.H^x$$

Avec : $x = 0.5$ (caractéristique du goutteur)

$$\frac{\Delta q}{q_g} = \frac{\Delta H}{H_n} X$$

avec :

– q_g : Débit nominal du goutteur

– H_n : Pression nominale

$$0.1 = 0.5 * \frac{\Delta H}{10}$$

– $\Delta H = 2mce$

Donc, selon la règle de Christiansen 10% :

– $\Delta H_{\text{singulières}} = 0.2m$

– $\Delta H_{\text{linéaire}} = 1.8m$

– $\Delta H_{\text{rampes}} = 2/3 * 1.8 = 1.2m$

– $\Delta H_{\text{porte rampe}} = 1/3 * 1.8 = 0.6m$

6.2.4 Dimensionnement des canalisations du réseau

Afin de calculer les dimensions des canalisations (rampe et support de rampe), il est recommandé d'utiliser la rampe en PEHD ou en PEBD.

a. Les rampes

Elles sont toujours en PEBD (polyéthylène basse densité), à l'exception de quelques installations où du PVC rigide de petit diamètre est utilisé. Le diamètre des rampes est calculé suivant la formule ci-dessous :

$$\Phi_r(\text{cal}) = \left[\frac{Pdc_r * 2.75}{0.478 * Q_r^{1.75} * L_r} \right]^{-\frac{1}{4.75}}$$

– Pdc_r : Perte de charge dans la rampe

– Q_r : Débit de la rampe en l/h

- L_r : Longueur de la rampe en m
- $\Phi_r(cal)$: Diamètre de rampes
- $L_r = 160m$

Le nombre d'arbres par rampe

$$N_{\text{arbres}} = \frac{L_r}{E_a} = \frac{160}{5} = 32 \text{ arbres}$$

Nombre de goutteurs par rampe

$$N_g = N_{\text{arbres}} * n = 32 * 2 = 64 \text{ Goutteurs}$$

Débit de la rampe

- $Q_r = N_g * Q_g$
- $Q_r = 64 * 4 = 256l/h$

Diamètre de la rampe

- $Q_r = 256l/h$
- $Pdc = 1.2m$
- $\Phi_r = 14.95mm$

On prend $DN = 20mm$

Vérification des pertes de charges Afin de déterminer la perte de charge de chaque partie de la canalisation après avoir sélectionné le diamètre, la perte de charge doit être recalculée pour un $D = 20mm$

Perte de charge selon Hazen-williams :

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_w} \right)^{1.852} \cdot \frac{L}{D^{4.87}} \cdot Q^{1.852}$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite
- Q : Débit (m^3/s)

- D : Diamètre intérieur de la canalisation (m)

On a :

- $Cw = 140(PE)$
- $L = 160m$
- $D = 0.020m$
- $Q = 0.0001m_3/s$
- $\Delta H_{rampe} = 0.71m < 1.2m$ (vérifiée).

b. Les porte-rampes

Ce sont les conduites qui alimentent les rampes, elles sont généralement en polyéthylène (PEHD). Le diamètre de porte-rampe est calculé selon la formule :

$$\Phi_{pr}(cal) = \left[\frac{Pdc_{pr} * 2.75}{0.478 * Q_{pr}^{1.75} * L_{pr}} \right]^{-\frac{1}{4.75}}$$

- Pdc_{pr} : Perte de charge dans la porte-rampe
- Q_{pr} : Débit de la porte-rampe en l/h
- L_{pr} : Longueur de la porte-rampe en m
- $\Phi_{pr}(cal)$: Diamètre de porte rampe
- $L_{pr} = 81m$

Remarque : Nous avons divisé la longueur de la porte rampe sur 2. Alors, nous avons deux porte-rampes pour éviter les pertes de charge élevée.

Le nombre de rampes

$$N_r = \frac{L_{pr}}{E_r} = \frac{81}{5} = 16 \text{ rampes}$$

Débit de la porte rampe

$$Q_{pr} = Q_r * N_r = 256 * 16 = 4096l/h$$

Diamètre de la porte rampe

- $Q_{pr} = 4096l/h$
- $P_{dc} = 0.6m$
- Donc : $D_{pr} = 41.93mm$

On prend : $DN = 50mm$

Vérification des pertes de charges

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{Cw} \right)^{1.852} \cdot \frac{L}{D^{4.87}} \cdot Q^{1.852}$$

- $Cw = 140PEBD$
- $L = 81m$
- $D = 0.050m$
- $Q = 0.0011m^3/s$
- $\Delta H_{\text{porte rampe}} = 0.6m < 0.6m$ (vérifiée)

Donc les pertes de charges sur les rampes et porte-rampes sont :

$$\Delta H_{\text{rampe}} + \Delta H_{\text{porte rampe}} = 1.41m < 1.8m \text{ (règle de Christiansen vérifiée).}$$

c. Calcul des diamètres de la conduite tertiaire

Pour calculer le diamètre de la conduite tertiaire, nous devons fixer la vitesse d'écoulement (valeur optimale) d'environ $1.5m/s$ tel que :

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

Avec :

- Q : Débit de la conduite considérée (m^3/s)
- V : Vitesse d'écoulement (m/s)

On prend : $D = 50mm$

d. Calcul récapitulatif et vérification des pressions à la borne de distribution

TABLE 6.1: Récapitulatif des calculs hydrauliques

Conduite	Rampe	Porte-rampe	Conduite tertiaire
Longueur (<i>m</i>)	160	81	100
Diamètre (<i>mm</i>)	20	50	50
Débit (m^3/s)	0.0001	0.0011	0.0023
Perte de charge (<i>m</i>)	0.71	0.6	0.87

A partir du tableau 6.1, nous pouvons déterminer la perte de charge totale entre la borne d'irrigation jusqu'à le goutteur le plus défavorable :

$$P(m) = 10 + 0.71 + 0.6 + 0.87 = 12.17m = 1.217bar$$

Donc, la pression requise est nettement inférieure à celle de la borne.

6.3 Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion

Le réseau d'irrigation par aspersion est installé sur la 34eme parcelle, sa surface est de 1.3 hectares. Cette parcelle est alimentée par le terminal B34. La pression calculée est d'environ 5.6 bar, ceci suffit pour alimenter notre parcelle.

6.3.1 Données générales

- **Choix de la culture** : Luzerne
- **Choix du mode de couverture** : Couverture totale
- **Temps de travail** : 20 heures par jour, et 26 jours par mois
- **Besoins en de pointes** : 238.95mm/mois pour le mois de juin
- **Perméabilité du sol** : Le sol est de type sablo- limoneux estimée de : $K = 7mm/h$

6.3.2 Dose pratique : RFU

Elle est calculée comme suit :

$$RFU = Y(H_{cc} - H_{pf}).D_a.Z = 142mm$$

6.3.3 Le diamètre de l'ajutage

La perméabilité du sol $k = 7mm/h$. On pose $p \leq k$ tel que p : pluviométrie de la buse.
Le diamètre de la buse se calcul, par la relation :

$$P(mm) = \frac{1.5d}{1.04}$$

$$d = \frac{p.1.04}{1.5} = \frac{7 * 1.04}{1.5}$$

D'où : $d = 4.85mm$

D'après la fiche technique d'un arroseur de type Perrot (voir annexe E), le diamètre de la buse normalisé le plus proche est de $4.8mm$.

6.3.4 Calcul de la portée du jet (L)

La portée du jet se calcule par la formule suivante :

$$L = 3.d^{0.5}.h^{0.25}$$

Ou :

- d : Diamètre de la buse (mm)
- h : Pression à la buse (m), dans notre cas $P = 3bars$, $h = 30m$.
- $L = 15.38m$

D'après le résultat du calcul et le catalogue de l'annexe E, nous avons le diamètre de la buse égale à $4.8mm$, avec une pression minimale de 3 bars, et une portée de $16m$.

6.3.5 Écartements entre les rampes et les 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 $1,02L$ (vent fort)

- E_a entre les asperseurs sur la rampe : $0,7L$ (vent faible) à $0,5L$ (vent fort).

Notre zone d'étude présente des vitesses pour des vents forts de l'ordre de $3.05m/s$. Pour cela, nous prenons les valeurs suivantes :

- $E_l = 1.02 * 16 = 16.32m$
- $E_a = 0.5 * 16 = 8m$

Nous prenons des valeurs normalisées des écartements multiple de 6 :

- $E_l = 18m$
- $E_a = 12m$

a. Vérification de la pluviométrie ($P < K$)

Débit de l'asperseur : Le débit d'un asperseur se calcule par la relation suivante :

$$Q = 0.95 * \pi d^2 4 \sqrt{2 * g * h}$$

Avec :

- q : Débit de l'asperseur (m^3/s)
- d : Diamètre de l'ajutage (m)
- h : Pression à la buse (m)

$$Q = 0.00042m^3/s = 1.5m^3/h$$

Vérification de la pluviométrie de l'asperseur Si nous admettons que l'écartement est proportionnel à L , la pluviométrie horaire p en (mm/h) peut être appréciée via la relation :

$$p = \frac{q}{E_l * E_a}$$

ou :

- q : Débit de l'asperseur (m^3/h)
- E_a : Espacement entre asperseur (m)
- E_l : Espacement entre ligne d'arrosage (m)

D'où, $p = 6.9mm$

Donc le diamètre de la buse choisie assurera une pluviométrie $P \leq K = 7.0mm/h$

6.3.6 Paramètres d'arrosage

a. Calcul du tour d'eau

$$T_{eau} = \frac{Dose_{RFU} \cdot N_j}{B_{mp}}$$

– $Dose_{RFU} = 142mm$

– $N_j = 26$

– $B_{mp} = 238.95mm$

$$T_{eau} = (142 * 26) / 238.95mm = 15.45 \text{jours}$$

On prend un $T_{eau} = 15 \text{jours}$

b. Nombre d'irrigations par mois

D'après les calculs ci-dessus, nous irriguons $30/15 = 2 \text{fois}$.

c. Calcul de la dose réelle

– Dose réelle = $T_{eau} * \text{la dose journalière}$

– Dose réelle = $15 * 7.97mm = 119.48mm$

d. Calcul de la dose brute

$$\text{Dose brute} = \frac{D_r}{0.75} = 159.3mm$$

e. Temps d'arrosage par position

Le temps d'arrosage par position sans dépasser la capacité d'infiltration se calcul comme suit :

$$T = \frac{\text{Dose brute}}{K_{\text{pluviométrie}}}$$

$$T = 22 \text{heures}$$

Nous pouvons adopter une seule position par jour pour un asperseur, sans dépasser 22 heures.

f. Calcul de l'unité d'arrosage

$$S_u = \frac{S}{T.n}$$

- S : Surface totale (ha)
- T : Temps d'arrosage par position (heures)
- n : Nombre de position = 1

$$S_u = 1.3/(22 * 1) = 0.06ha$$

6.3.7 Calcul du débit d'équipement

Il se calcule comme suit :

$$Q(m^3/h) = \frac{S(ha).B(mm).10}{T_a . n . N_j}$$

$$Q = 7.24m^3/h$$

a. Calcul du volume fourni par un asperseur par mois

$$V = Q_{asp} * N_p * T_a * N_j$$

- Q_{asp} : Débit d'un asperseur(m^3/h)
- N_p : Nombre de positions
- T_a : Temps d'arrosage (heures)
- N_j : Temps de travail (jours)

$$V = 1.51 * 1 * 22 * 26 = 863.72m^3$$

b. Calcul du volume à épandre en un mois sur toute la parcelle

$$V_t = (B_{mp} * L * L_a)/1000$$

- B_{mp} :Besoins de pointe de culture (mm)
- L : Longueur du terrain (m)

- L_a : Largeur du terrain (m)
- $V_t = (238.95 * 80 * 110)/1000 = 2102.76m^3$

c. Nombre d'asperseurs (à acheter) Nombre d'asperseur requis

$N_{asp} = (\text{surface unitaire à arroser } (m^2)/(\text{implantation}))$

$$N_{asp} = \frac{S_u * 10000}{E_l * E_a}$$

$N_{asp} = 1.82 \simeq 2$ Asperseurs

6.3.8 Calculs hydrauliques

- La longueur du terrain est de $110m$
- La largeur du terrain est de $80m$

a. La longueur de la rampe

La longueur de la rampe est :

$$L_r = \frac{\text{largeur du terrain}}{2} - \frac{E_a}{2}$$

$L_r = 34m$

b. Longueur de la porte Rampe

La longueur de la porte rampe est calculée par :

$$L_{pr} = L - \frac{E_l}{2}$$

$L_{pr} = 101m$

c. Nombre d'asperseurs/rampe

$$N_{asp}/R = \frac{L_r}{E_a}$$

$N_{asp}/R = 2$ Asperseurs.

6.3.9 Nombre de rampes

$$N_r = \frac{N_a}{N_{asp}/R} = 1$$

Nous travaillons avec une rampe et 4 asperseurs.

6.3.10 Dimensionnement de la rampe

a. Débit de la rampe

Le débit de la rampe = le débit de l'asperseur * le nombre d'asperseur/rampe

$$Q_r = 1.51 * 2 = 3.02m^3/h = 0.001m^3/s$$

b. Nombre de positions des rampes

$$N_{\text{position rampe}} = \frac{L_{pr}}{E_l} = 5.61$$

Avec :

- L_{pr} : Longueur de la porte-rampe = 101m
- E_l : Espacement entre les rampes = 18m

Le nombre de positions des rampes est égal à 6.

c. Calcul du diamètre de la rampe

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_r}{\pi \cdot V}}$$

Avec :

- V : Vitesse de l'écoulement à travers la rampe où

$$V \leq V_{adm} ; V_{adm} [0.5 : 2.5]m/s$$

On suppose que $V = 1.5m/s$

- Q_r : Débit de la rampe (m^3/s)

Alors : $D_r = 26.69mm$

Les conduites en PEHD disponibles sur le marché ont les diamètres suivants : 32; 40; 50; 63; 75; 90; 110; 125; 160; et 200mm.

Donc, le diamètre de la rampe normalisé est de 40mm ce qui permet de calculer la nouvelle vitesse :

$$V = \frac{4 \cdot Q_r}{\pi \cdot D_r^2}$$

$$V = 0.67m/s \leq V_{adm}$$

6.3.11 Dimensionnement de la porte rampe

a. Débit de la porte rampe

$$Q_{pr} = Q_{asp} \cdot N_{asp:rampe} \cdot N_{rampe}$$

- Q_{asp} : Débit d'un asperseur (m^3/s)
- $N_{asp:rampe}$: Nombre d'asperseurs par rampe
- N_{rampe} : Nnombre de rampes

$$Q_{pr} = 0.001m^3/s$$

b. Calcul du Diamètre de la porte rampe

Le diamètre de la porte-rampe est calculé comme suit :

$$D_{pr} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{Pr}}{\pi \cdot V}}$$

Avec :

- V : Vitesse de l'écoulement à travers la porte-rampe où :

$$V \leq V_{adm} ; V_{adm} \in [0.5 : 2.5]m/s$$

On suppose que $V = 1.5m/s$

- Q_{pr} : Débit de la porte rampe (m^3/s)

$$D_{pr} = 26.69mm$$

On prend le diamètre normalisé ($D_{pr} = 40mm$). Donc, la nouvelle vitesse sera :

$$V = \frac{4 \cdot Q_{pr}}{\pi \cdot D_{pr}^2}$$

$$V = 0.67m/s \leq V_{adm}$$

c. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charges sont calculées selon la formule de Hazen-Williams :

$$J = \left(\frac{3.592}{CH} \right)^{1.852} * \frac{L}{D^{4.87}} Q^{1.852}$$

Avec :

- J : Perte de charges linéaire en (m)
- CH : Coefficient de Hazen-Williams (130 – 140 pour la fonte et le PEHD)
- D : Diamètre en (m)
- L : Longueur de la conduite en (m)

d. Les pertes de charge de la rampe

On a :

- $L_{rampe} = 34m$
- $D_r = 0.040m$
- $Q_r = 0.001m^3/s$

Donc, $\Delta H_{rampe} = 0.5$

e. Les pertes de charge de la porte rampe

On a :

- $L_{pr} = 101m$
- $D_{pr} = 0.040m$
- $Q_{pr} = 0.001m^3/s$

Donc, $\Delta H_{\text{porte-rampe}} = 1.48m$.

Les résultats sont présentés dans le tableau 6.2.

TABLE 6.2: Résultat du calcul pratique d'aspersion

Conduite	Rampe	Porte-rampe	Conduite tertiaire
Longueur (m)	34	101	40
Diamètre (mm)	40	40	40
Débit (m^3/s)	0.001	0.001	0.001
Vitesse (m/s)	0.67	0.67	0.67
Perte de charge (m)	0.5	1.48	0.58

$$\Delta H_t = 0.5 + 1.48 + 0.58 = 2.56m \text{ de pertes de charge}$$

f. Calcul de la pression en tête du réseau

C'est la pression nécessaire pour le bon fonctionnement du dernier asperseur.

$$H = H_1 + H_2 + H_3$$

Avec :

- H : Pression à la tête de la parcelle
- H_1 : Pression nécessaire pour le bon fonctionnement d'un asperseur ($2.5bar$)
- H_2 : Perte de charge totale
- H_3 : La dénivelée ($0.6m$)

$$H = 25 + 2.56 + 0.6 = 28.16m$$

D'où, la pression est de $2.8bars$. Ceci est largement suffisant vu la pression aux bornes qui est de $5.6bars$.

6.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié le dimensionnement d'un réseau goutte à goutte pour la culture de pêcher et un réseau d'aspersion pour la culture de Luzerne. Ces systèmes

sont conçus pour économiser l'eau d'irrigation et augmenter les rendements des cultures. Ceci entraînera l'intensification des cultures dans la région de Charef.

Chapitre 7

Analyse technico-économique

7.1 Introduction

Le but de ce chapitre est d'évaluer et estimer les coûts de réalisation et d'implémentation de notre projet d'irrigation. Les travaux de ce projet consistent à la mise en place des systèmes d'adduction et de distribution, et de la réalisation de la station de pompage.

7.2 Différents travaux à entreprendre

7.2.1 Exécution des tranchées

Il s'agit d'une opération de terrassement, selon les caractéristiques du terrain, l'excavation sera réalisée à l'aide d'une pelle mécanique (voir figure 7.1). La profondeur minimale de la tranchée à creuser est de $1m$ et la largeur de la tranchée doit être telle que les ouvriers du chantier puissent travailler sans difficulté. La profondeur de la tranchée augmentera avec le diamètre de la conduite à installer. L'excavation des tranchées successives est continue, et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté est réservé au revêtement des canalisations.

7.2.2 Pose du lit de sable

La fonction principale du lit de pose est de s'assurer que la charge est uniformément répartie sur la zone portante. Par conséquent, la conduite doit être posée sans supports linéaires ou ponctuels. Avant de poser la conduite, il faut procéder comme suit :

- Enlever les grosses pierres sur le talus des tranchées
- Respecter le profil en long
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée
- Établir la poursuite du fond d'excavation en posant un lit de sable

Dans notre cas, notre épaisseur est de 20cm .

7.2.3 Pose des conduites

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé
- Réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur et éliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée
- Creuser le fond de fouille à côté de l'emboîtement de façon à éviter que celui-ci ne se pose pas sur le sol
- Réaliser si possible un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc égal au moins au quart de sa circonférence extérieure
- Pendant le processus d'installation, nous vérifierons régulièrement l'alignement des tuyaux afin de ne pas rencontrer de difficultés lors du raccordement des conduites

La figure 7.3 représente le processus de pose de canalisation.

7.2.4 Assemblage des conduites en PEHD

Les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD) peuvent être livrées en tiges de 6 à 12m ou en bobines de 50 à 100m de long. Pour connecter ces tuyaux, deux méthodes peuvent être utilisées :

- Jusqu'à un diamètre de 63mm , le raccordement est mécanique à emboîtement.
- Joints de fusion électrique : les joints de fusion électriques femelles en PEHD sont équipés de résistances chauffantes sur leurs diamètres intérieurs.

7.2.5 Epreuve de joint et de la canalisation

Afin d'améliorer la sécurité des conduites, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement. Il se fait par une pompe d'essai, qui comprend l'injection d'eau où la pression subie pendant le fonctionnement est 1,8 fois la pression de service. Le test devrait durer environ 30 minutes, où la variation ne doit pas excéder 0,2*ba*.

7.2.6 Remblayage des tranchées

Il s'agit d'une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite dans le sol en utilisant le Remblai de l'excavation.

7.2.7 Nivellement et compactage

Une fois le remblayage terminé, nous procédons au nivellement, il consiste à étaler les terres. Nous procédons, ensuite, au compactage pour augmenter la densité du sol et éviter le tassement par la suite.

7.2.8 Contrôle du compactage des tranchées

Il est nécessaire de vérifier les performances du compactage. Le contrôle peut utilement être réalisable à l'aide d'un outil peu coûteux, pratique et très rapide à mettre en oeuvre, appelé « Sonde battus ». Cet appareil permet :

- Approximer relativement la densité du sol
- Détecter rapidement les échecs de compactage d'une tranchée.

7.3 Choix des engins du chantier

Il est important de choisir l'engin et le matériau les plus adaptés à chaque travail pour obtenir les meilleures performances. Dans notre cas, nous choisissons les engins de chantier classiques listés dans le tableau 7.1.

TABLE 7.1: Les engins utilisés pour la mise en place des conduites et leurs rôles

Nom de l'engin	Rôle de l'engin
Chargeur	Charger les déblais excédentaires dans les camions.
Pelle mécanique (figure 7.1)	Extraire les déblais, et les charger directement si c'est possible dans le camion, poser le lit de sable et le remblai.
Compacteur à rouleau lisse (figure 7.2)	Compacter la couche de sable de 20 cm.
Camion	Évacuer les déblais.
Appareil de soudure	Assurer l'assemblage des conduites.
Sonde battu	Contrôler le compactage des tranchées.
Dame sauteuse	Compacter le remblai autour de la conduite et avoir un bon support.



FIGURE 7.1: Une pelle mécanique JCB JS175W [11]



FIGURE 7.2: Un compacteur à rouleau lisse Bomag BW 213 DH-4 [6]



FIGURE 7.3: Pose de canalisation [7]

7.4 Facture des différents types de conduites du réseau de distribution

Les prix des conduites sont présentés dans les tableau 7.2 et 7.3.

TABLE 7.2: Facture des différents types de conduites du réseau de distribution

Conduites	Type de conduite	Unités de mesure	Quantité (<i>m</i>)	Prix unitaire (<i>DA/m</i>)	Montant (<i>DA</i>)
Ø 63	PEHD	ml	270	430	116100.00
Ø 75	PEHD	ml	1235	470	580450.00
Ø 90	PEHD	ml	2068	500	1034000.00
Ø 110	PEHD	ml	1187.5	800	950000.00
Ø 125	PEHD	ml	1085	1000	1085000.00
Ø 140	PEHD	ml	1363	1300	1771900.00
Ø 160	PEHD	ml	1747	1500	2620500.00
Ø 180	PEHD	ml	496	2000	992000.00
Ø 200	PEHD	ml	1205	2500	3012500.00
Ø 225	PEHD	ml	680	3000	2040000.00
Ø250	PEHD	ml	312	3700	1154400.00
Ø 315	PEHD	ml	431	5 800.00	2499800.00
Ø 355	PEHD	ml	360	6 400.00	2304000.00
Ø600	FONTE	ml	3825	15 000.00	57375000.00
Ø700	FONTE	ml	1200	20000	24000000.00
Total (HT)					101535650.00
TVA (19%)					19291773.5
Total (TTC)					120827423.50

TABLE 7.3: Coût des équipements de protection du réseau de distribution

	Unité de mesure	Quantité	Prix	
			Unitaire(DA)	Montant(DA)
bornes de type A2		30	45000	1350000
bornes de type B	U	11	50 000	550000
Ventouses Ø80	U	1	4560	4560
vidange Ø100	U	1	3000	3000
vanne Ø350	U	3	8800	26400
vanne Ø200	U	8	6600	52800
vanne Ø110	U	2	5000	10000
COUDE	U	8	1100	8800
TE	U	20	2550	51000
CROIX	U	10	3630	36300
Liens avec reduction	U	41	4650	190650
Matériaux d'irrigation localisée				
les goutteurs	U	2080	38	79040
les rampes Ø20	ml	160	50	8000
les portes ampes Ø50	ml	162	571	92502
conduite tertiaires Ø50	ml	100	250	25000
vanne	U	1	6800	6800
Matériaux d'irrigation aspersion				
les asperseurs	U	2	750	1500
les rampes Ø40	ml	31	100	3100
les portes rampes Ø40	ml	101	378.5	38228.5
conduite tertiaire Ø40	ml	40	300	12000
vanne	U	1	6200	6200
Total				2269130.5
TVA 19%				431134.795
TCC				2700265.3

7.5 Frais des travaux sur le réseau d'irrigation

Il s'agit des frais des travaux exécutés pour la réalisation des tranchées et autres emplacements pour la pose de canalisations.

7.5.1 Calcul des volumes de remblai et de déblai

a. La largeur du fond de tranchée

La largeur d'ouverture de tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 * 0.3)$$

Avec :

- D Le diamètre de la conduite en (m)

b. La profondeur de la tranchée

La profondeur de la conduite doit être correctement installée

$$H = D + 0.8 + e$$

- e : Hauteurs du lit de pose (m).

La figure 7.4 représente les normes de disposition de la conduite dans une tranchée

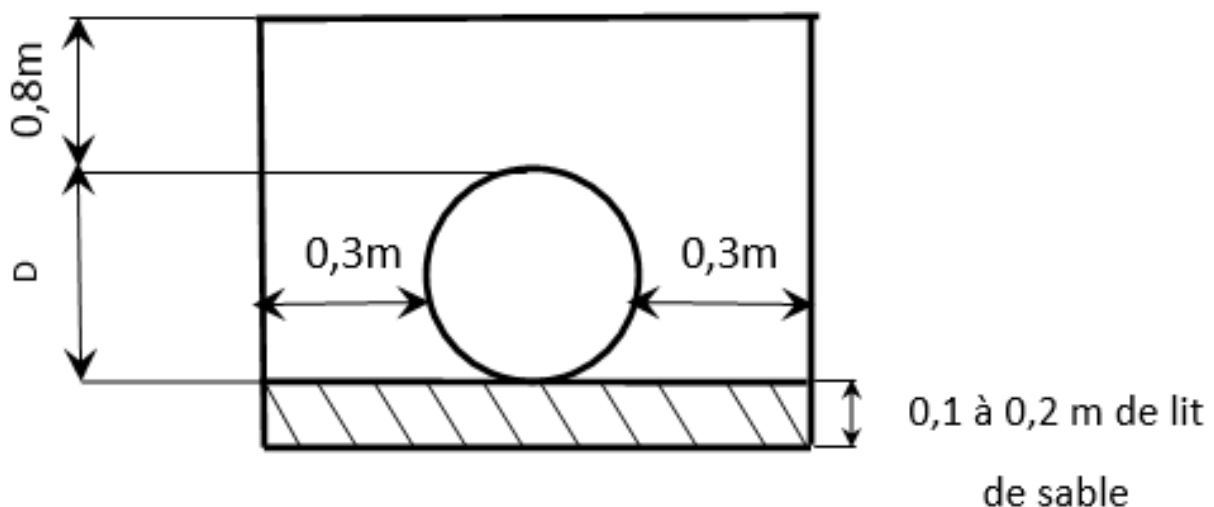


FIGURE 7.4: Disposition de la conduite dans une tranchée

c. Volume de déblai

Nous nous intéressons a une surface rectangulaire :

$$S = B * H$$

$$V_{remblai} = V_d - V_c - V_s$$

- V_d : Volume de déblai (m^3)
- V_s : Volume du sable (m^3)
- V_C : Volume occupé par la conduite (m^3), $V_c = L * (\frac{\pi * D^2}{4})$

d. Volume de lit du sable

Ce lit correspond à une couche de sable de 12cm sur le fond de la tranchée.

$$V_s = e * B * L$$

les calculs des volumes sont résumés dans le tableau 7.4.

TABLE 7.4: Calcul des différents volumes

Conduite	Diametre (m)	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	V déblai (m^3)	V sable (m^3)	V conduite (m^3)	V remblai (m^3)	V decapage (m^3)
Conduite de refoulement									
Ø 700 Fonte	0.7	1200	1.3	1.65	2574.00	234.00	461.58	1878.42	205.92
Conduite d'adduction - distribution									
Ø 63 PEHD	0.063	270	0.663	1.013	181.34	26.85	0.84	153.64	14.51
Ø 75 PEHD	0.075	1235	0.675	1.025	854.47	125.04	5.45	723.97	68.36
Ø 90 PEHD	0.09	2068	0.69	01.04	1484.00	214.04	13.15	1256.81	118.72
Ø 110 PEHD	0.11	1187.5	0.71	01.06	893.71	126.47	11.28	755.96	71.50
Ø 125 PEHD	0.125	1085	0.725	1.075	845.62	117.99	13.31	714.32	67.65
Ø 140 PEHD	0.14	1363	0.74	01.09	1099.40	151.29	20.97	927.13	87.95
Ø 160 PEHD	0.16	1747	0.76	1.11	1473.77	199.16	35.11	1239.50	117.90
Ø 180 PEHD	0.18	496	0.78	1.13	437.17	58.03	12.62	366.53	34.97
Ø 200 PEHD	0.2	1205	0.8	1.15	1108.60	144.60	37.84	926.16	88.69
Ø 225 PEHD	0.225	680	0.825	1.175	659.18	84.15	27.02	548.00	52.73
Ø 250 PEHD	0.25	312	0.85	1.2	318.24	39.78	15.31	263.15	25.46
Ø 315 PEHD	0.315	431	0.915	1.265	498.87	59.15	33.57	406.15	39.91
Ø 355 PEHD	0.355	360	0.955	1.305	448.66	51.57	35.61	361.47	35.89
Ø 600 Fonte	0.6	3825	1.2	1.55	7114.50	688.50	1080.95	5345.06	569.16
Somme					19991.52	2320.63	1804.60	15866.28	1599.32

Les deux tableaux 7.5 et 7.6 représentent respectivement le calculs du coût des travaux de terrassement et le coût total du projet .

TABLE 7.5: Coût des travaux de terrassement

Volumes	Unité de mesure	Quantités	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m^3	19991.52	400	7996607.62
Pose du lit de sable	m^3	2320.63	2500	5801583.75
Remblai de la tranchée	m^3	15866.28	600	9519768.48
Evacuation de terres	m^3	1599.32	300	479796.457
			Total	23797756.3
			TVA 19%	4521573.7
			TTC	28319330.01

TABLE 7.6: Coût total des travaux

Opération	Montant (DA)
Conduites	120827423.50
Materiels	2700265.295
Terrassement	28319330.01
TOTAL	151847018.81

Le coût total du projet en prenant compte de toutes les opérations financières est de l'ordre de : cent-cinquante-et-un million huit-cent-quarante-sept mille Dix-neuf dinars.

$$CT = 151847019DA$$

7.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons défini les étapes nécessaires à la pose des canalisations du réseau d'irrigation, puis identifié les engins nécessaires pour faciliter l'opération de pose. Une bonne installation aura un impact positif sur la canalisation, elle deviendra un excellent moyen de transport, économique et durable. Au final, la mise en œuvre du projet s'est appuyée sur une étude sérieuse qui a pris en compte toutes les étapes du projet et a mené une étude approfondie des prix de marché des matériaux collectés auprès des fournisseurs.

Conclusion Générale

Ce mémoire a présenté une étude détaillée et raisonnable de l'ensemble des données pratiques permettant de mener au mieux l'aménagement hydro-agricole du périmètre Charef de la wilaya de DJELFA. Ce périmètre s'étend sur une superficie nette de $282ha$.

En premier lieu, l'étude climatique nous a appris que la région Charef est dans une phase bioclimatique semi-aride selon le diagramme d'EMBERGER. La région Charef a un climat sec souvent avec un indice climatique d'ordre 13.5, une précipitation d'ordre $349.03mm$, une température maximum de $23.07^{\circ}C$, et une température minimale de $9.72^{\circ}C$. En second lieu, en étudiant la pédologie, nous avons conclu que la région d'étude convient à des cultures précises. Nous avons également appris, d'après l'étude des ressources en eau, que l'irrigation de notre périmètre est assurée par le barrage de EL-HADJIA. Il a une capacité de $34.2hm^3$ qui est suffisante pour notre périmètre d'étude. Cette retenue contient de l'eau moyennement salée.

Dans le but d'augmenter la production agricole de la Wilaya de Djelfa, de nouvelles cultures, telles que le fourrage, les maraîchers et l'arboriculture, devaient être plantées.. Pour cela, nous avons sélectionné de nouvelles cultures, et déterminé les besoins en eau totaux du périmètre et de chaque îlot. Ceci nous a permis, par la suite, de faire le dimensionnement du réseau d'adduction.

Le dimensionnement du système d'adduction est indispensable pour l'optimisation de l'eau lors de son acheminement à notre périmètre. Nous avons utilisé une station de pompage et quatre bassins afin d'assurer une pression acceptable. Etant donné les multiples avantages des deux systèmes d'irrigation : goutte à goutte et d'aspersion, nous les avons choisis pour l'étude et la réalisation de ce projet. Nous avons établis le dimensionnement des deux réseaux d'irrigation, goutte à goutte et d'aspersion.

Enfin, comme l'ingénieur doit maîtriser les deux concepts de faisabilité technique et de rentabilité économique, nous avons estimé le coût total du projet afin de l'implémenter.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Dans notre cas, la mise en place de ce projet coûte environ cent-cinquante-et-un million huit-cent-quarante-sept mille Dix-neuf dinars.

Annexe A

$\alpha \backslash \gamma$	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.83	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877

FIGURE 0.5: Capture de la table de c_2 théorique [18]

Annexe B

TABLE 0.7: Coefficient cultural Kc

Culture	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	jul	aout
Blé			0.4	0.65	0.9	1	01.05	0.85	0.6	0.35		
Orge en vert					0.67	01.05	1	0.46				
Luzerne	0.65	0.65	0.7	0.8	0.9	0.95	01.05	01.05	1.15	1.25	0.8	0.8
Courgette	0.85									0.5	0.75	0.85
Pomme de terre(s)		0.5	0.7	1	0.75							
Pomme de terre(as)							0.5	0.85	01.04	0.89		
Pecher	0.95	0.95	0.91	0.84	0.78	0.7	0.5	0.5	0.53	0.68	0.83	0.95
Olivier	0.95	0.95	0.95	0.89	0.81	0.73	0.5	0.5	0.5	0.59	0.74	0.89

TABLE 0.8: La profondeur d'enracinement Z des cultures

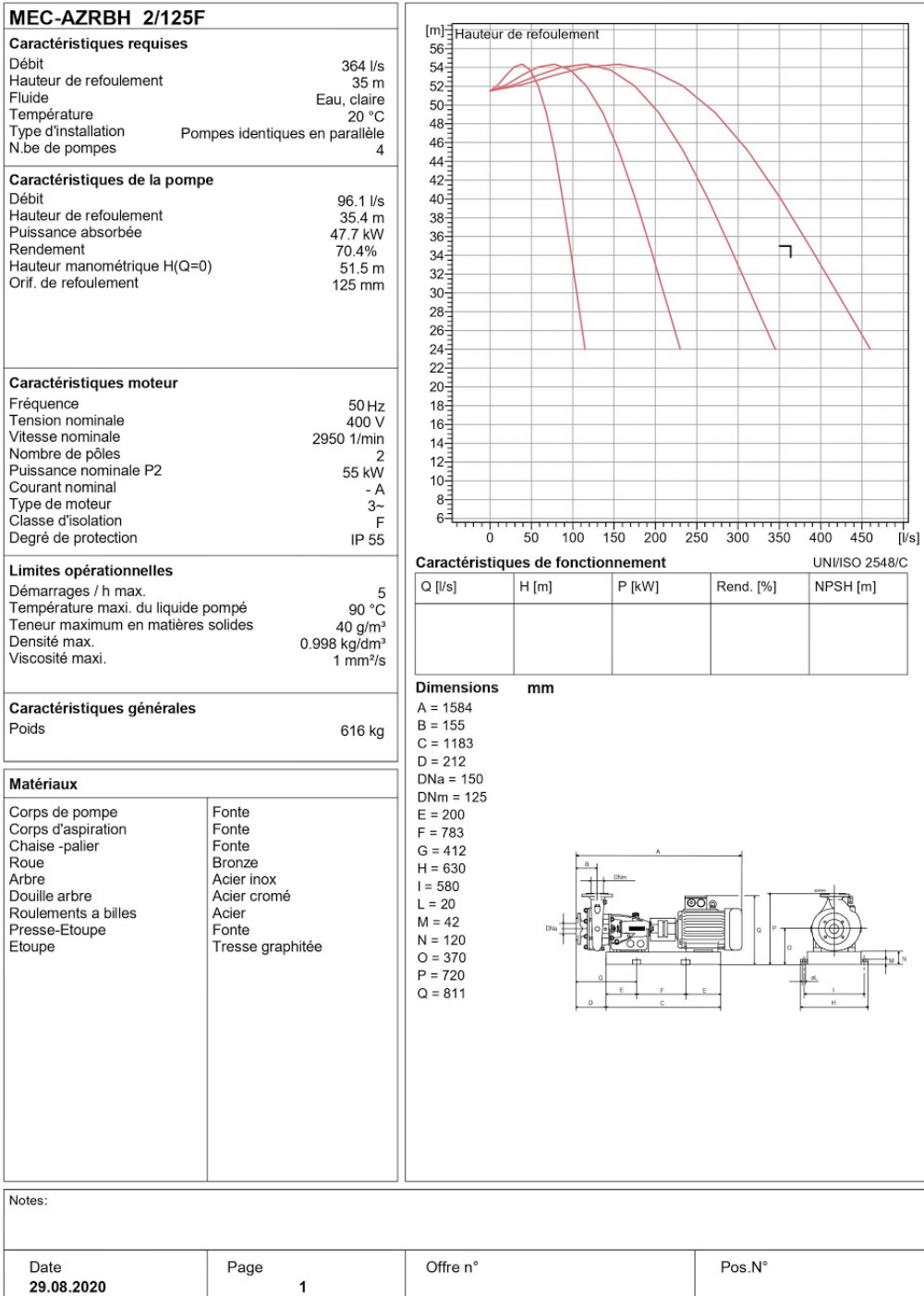
Culture	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	jul	aout
Blé			0.3	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6		
Orge en vert					0.5	0.6	0.6	0.6				
Luzerne	0.4	0.4	0.7	0.9	1.2	1	1	1	1	1	1	1
Courgette	0.6									0.4	0.45	0.5
Pomme de terre(s)		0.4	0.6	0.6	0.6							
Pomme de terre(as)							0.4	0.6	0.6	0.6		
Pecher	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Olivier	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

Annexe C



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001



PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

FIGURE 0.6: Les caractéristiques de la pompe choisie


Annexe D

TABLEAU N° 1 – Diamètre extérieur

Diamètre extérieur nominal d_n (mm)	Diamètre extérieur moyen	
	d_{m1} (mm)	d_{m2} (mm)
16	16,0	16,3
20	20,0	20,3
25	25,0	25,3
32	32,0	32,3
40	40,0	40,4
50	50,0	50,4
63	63,0	63,4
75	75,0	75,5
90	90,0	90,6
110	110,0	110,7
125	125,0	125,8
140	140,0	140,9
160	160,0	161,0
180	180,0	181,1
200	200,0	201,2
225	225,0	226,4
250	250,0	251,5
280	280,0	281,7
315	315,0	316,9
355	355,0	357,2
400	400,0	402,4
450	450,0	452,7
500	500,0	503,0
560	560,0	563,4
630	630,0	633,8
710	710,0	716,4
800	800,0	807,2
900	900,0	908,1
1000	1000,0	1009,0
1200	1200,0	1210,8
1400	1400,0	1412,6
1600	1600,0	1614,4

FIGURE 0.7: Diamètres des conduites PEHD (Groupe CHIALI) [9]

Annexe E



Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30

1 buse
angle de jet 30°
Raccord fileté 1"

Ø de la buse mm	pression à la buse bar	portée m	débit m³/h	espacement m		surface irriguée m²		densité d'aspersion mm/h	
				□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.
4,0	2,5	13	0,93	12/18	18/18	216	324	4,3	2,88
	3,0	14,5	1,02	18/18	18/24	324	432	3,16	2,36
	3,5	15,3	1,11	18/18	18/24	324	432	3,42	2,57
	4,0	16	1,19	18/18	18/24	324	432	3,71	2,76
4,2	2,5	13,5	1,04	12/18	18/24	324	432	4,8	2,42
	3,0	15	1,14	18/18	18/24	216	432	3,52	2,64
	3,5	15,8	1,23	18/18	18/24	324	432	3,8	2,85
	4,0	16,5	1,32	18/24	24/24	324	576	3,06	2,3
4,5	2,5	14	1,20	18/18	18/24	432	432	3,71	2,78
	3,0	15,5	1,32	18/18	18/24	324	432	4,07	3,05
	3,5	16,3	1,42	18/18	18/24	324	432	4,38	3,29
	4,0	17	1,52	18/24	24/24	324	576	3,52	2,64
4,8	2,5	14,5	1,38	18/18	18/24	432	432	4,27	3,2
	3,0	16	1,51	18/18	18/24	324	432	4,66	3,5
	3,5	16,5	1,63	18/24	24/24	324	576	3,78	2,82
	4,0	17	1,75	18/24	24/24	432	576	4,05	3,04
5,0	2,5	14,5	1,48	18/18	18/24	432	432	4,57	3,43
	3,0	16,5	1,63	18/18	18/24	432	432	5,04	3,77
	3,5	17	1,76	18/24	24/24	324	576	4,08	3,05
	4,0	17,5	1,88	18/24	24/24	324	576	4,35	3,26
5,5	2,5	15,2	1,82	18/18	18/24	432	432	5,62	4,22
	3,0	17	1,99	18/24	24/24	432	576	4,61	3,45
	3,5	17,5	2,14	18/24	24/24	324	576	4,95	3,71
	4,0	18	2,29	18/24	24/24	432	576	5,31	3,98
6,0	2,5	16,2	2,16	18/24	24/24	432	576	5,00	3,75
	3,0	17,5	2,37	18/24	24/24	432	576	5,50	4,12
	3,5	18	2,56	18/24	24/24	432	576	5,92	4,43
	4,0	18,5	2,74	18/24	24/24	432	576	6,35	4,76
7,0	2,5	17,5	2,96	18/24	24/24	432	576	6,9	5,1
	3,0	18,0	3,22	18/24	24/24	432	576	7,5	5,6
	3,5	18,5	3,48	24/24	24/24	576	576	8,0	6,0
	4,0	19,0	3,73	24/24	24/30	576	720	8,5	6,2

Figure IV.48 : fiche technique d'un arroseur

- Débit de l'asperseur

On le calcule par la relation (IV.9)

FIGURE 0.8: Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30 [3]

Bibliographie

- [1] O. AZIEZ. Drainage et assainissement agricole. Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique, Blida, Algérie, 2017. support de cours de 3ème année cycle supérieure, Hydraulique.
- [2] M. BENCHRIK et S. LAKHDARI. *Contribution à l'étude de l'entomofaune de la nappe alfatière de la région de Zaafrane. W.Djelfa*, Universitaire ZIANE ACHOUR Djelfa, 2002.
- [3] T. BENKACI. Irrigation et drainage - techniques d'irrigation. Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique, Blida, Algérie, 2018. support de cours de 2ème année cycle supérieure, Hydraulique.
- [4] T. BENKACI. Réseaux d'irrigation - systèmes d'irrigation. Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique, Blida, Algérie, 2018. support de cours de 3ème année cycle supérieure, Hydraulique.
- [5] Besoins en eau d'irrigation. 2020. URL : <http://www.fao.org/aquastat/fr/data-analysis/irrig-water-use/irrig-water-requirement> (visité le 03/11/2020).
- [6] Bomag bw 213 dh-4 fiche technique (2007-2016). 2020. URL : <https://www.lectura-specs.fr/fr/modele/machines-de-chantier/rouleaux-trains-a-moteur-bomag/bw-213-dh-4-1134207> (visité le 06/11/2020).
- [7] Canalisation fonte ductile pour réseau d'irrigation. 2020. URL : <https://www.pamline.fr/produits/solutions/eaux-potables-eaux-brutes/irrigation> (visité le 06/11/2020).
- [8] Carte de la commune charef. 2020. URL : <https://goo.gl/maps/BYnU1oP9s5GLE2Mc7> (visité le 31/10/2020).

-
- [9] M. DOUHA. *ETUDE DU PERIMETRE D'OULED FADHEL ,400 ha, WILAYA DE BATNA*. Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique, Blida, Algérie, 2018.
- [10] Eau et développement durable au Sénégal. 2020. URL : <http://hmf.enseeiht.fr/travaux/CD0809/bei/beiere/groupe2/node/80.html> (visité le 30/10/2020).
- [11] Jcb js175w fiche technique (2014-2020). 2020. URL : <https://www.lectura-specs.fr/fr/modele/machines-de-chantier/pelles-automotrices-jcb/js175w-1160757> (visité le 06/11/2020).
- [12] A. KHELIFA. *Dimensionnement d'un réseau d'irrigation à partir d'une retenue collinaire (w.Djelfa)*, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique, Blida, Algérie, 2005.
- [13] E. MARTONNE. Nouvelle carte mondiale de l'indice d'aridité. *Annales de Géographie*, 51 (288), 241-250, 1942.
- [14] S. MAZOUZI. *Agro-pédologie - la salinité des sols*. Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique, Blida, Algérie, 2004. support de cours de 1ère année cycle supérieure, Hydraulique.
- [15] W. MOKRANE. *Système de pompage*. Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique, Blida, Algérie, 2019. support de cours de 3ème année cycle supérieure, Hydraulique.
- [16] C. PIERLUIGI, S. PASCALLE, H. ANNELIE et A. CHRISTOF. *L'évapotranspiration de référence et son application en agrométéorologie - Recherche Agronomique Suisse 2*, Station de recherche Agroscope Reckenholz-Tänikon ART, 8046 Zurich, 2011.
- [17] Power data access viewer. 2020. URL : <https://power.larc.nasa.gov/data-access-viewer/> (visité le 18/06/2020).
- [18] B. TOUAIBIA. *Manuel pratique de l'hydrologie*. Presses Madani frères, 2004.