

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Irrigation et de Drainage

THEME :

**IRRIGATION D'UN PERIMETRE SITUE A L'AVAL DE
LA STATION D'EPURATION DE LA VILLE DE
MEDEA ; SITE DE OUED LAHRECHE
(WILAYA DE MEDEA)**

Présenté par :

M^{lle} KHEDIDJI Meriem

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r M. MESSAHEL	M.C	Président
M^{me} L.S BAHBOUH	M.A.A	Examinatrice
M^{me} H. BOUCHAMA	M.A.A	Examinatrice
M^{me} S. HARKAT	M.A.B	Examinatrice
M^r Y. BOUNAH	M.A.B	Examineur
M^{me} O. AZIEZ	M.A.A	Promotrice

Septembre 2013

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance en vers :

Mes chers parents pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve afin que je réussisse.

*Une spéciale dédicace pour :
Mes frères et mes soeurs*

A mes très chères copines : Siham, Faiza, Hakima, Aïcha, Karima Assia

En un mot, à toute ma famille, mes amis de l'ENSH à qui j'avais l'honneur de les connaître.

MERJEM

Remerciements

*Je tiens à remercier vivement à tous ceux qui
m'ont apporté un soutien pour l'élaboration
de ce*

Mémoire de fin d'étude, particulièrement :

*A ma promotrice M^{me} : AZIEZ OUAHIBA pour
ces conseils et ses orientations qui m'ont aidé à
la réalisation de ce projet.*

*Aux membres du jury qui auront à juger
et à apprécier ce travail.*

*A tout le corps enseignant, l'administration
et le personnel de L'ENSH. À tous ceux qui
ont contribué de près ou de Loïn à ma
formation.*

*Je tiens aussi à remercier mes amis qui m'ont
aidé pendant la réalisation du projet.*

MERJEM

ملخص:

لقد قمنا في هذا العمل بدراسة عامة (مناخ، التربة و الماء...) حول المنطقة التي ستنجز فيها مشروعنا. على حدود وهد لحرش، و هذا باستعمال هذا العمل يندرج في إطار دراسة و متابعة استغلال مساحة مسقية، تقع ببلدية المدية أحسن تقنيات السقي للحصول على مردود جيد و كذا المحافظة على الثروات المائية، نوعية التربة و الماء. نستعمل أحسن الطرق لحساب حاجة المزروعات من الماء مع الحفاظ على مردودية جيدة في التوزيع من أجل الحصول على محصول زراعي و فير بأقل التكاليف و في الأخير و لضمان تزويد المحيط أفلأحي بمياه السقي ابتداء من محطة التطهير قمنا بتحديد قياسات محطة الضخ .

Résumé

A travers ce mémoire de fin d'étude, on a fait une étude générale (climat, sol, eau,...) sur la région ou on a projeté notre réseau.

Donc ; le but de cette étude consiste à concevoir un réseau d'irrigation en système goutte a goutte sur une parcelle située dans la ville de Médéa W. Médéa, site de oued Lahreche.

Pour cela il a fallu d'évaluer les besoins en eau d'irrigation des cultures que contiennent cette zone.

En fin, dans le but d'assurer l'acheminement de l'eau d'irrigation vers la parcelle depuis la station d'épuration, nous avons dimensionné une station de pompage.

Abstract

Through this dissertation study, we conducted a comprehensive study (climate, soil, water,) over the area where we planned our network.

Therefore, the purpose of this study is to develop a network of irrigation drip system on a parcel in the town of Médéa W. Médéa.

For this he had to assess the water requirements of irrigated crops that contain this area

In the end, in order to ensure the delivery of irrigation water to the parcel from the treatment plant, we have sized pumping station.

Sommaire :

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I. Description de la zone d'étude.....	2
I.1 Historique	2
I.2 Situation géographique	2
I.3 Relief et hydrographie.....	3
I.4 Climat	3
I.4.1 Pluviométrie.....	4
I.4.2 Nébulosité	5
I.4.3 Le vent	5
I.4.4 L'évaporation	6
I.4.5 Température	7
I.4.6 Humidité relative	8
I.4.7 La neige	9
I.4.8 La grêle	9
I.4.9 Gelée blanche	10
I.4.10 Sirocco	10
I.4.11 Orages	10
I.5 Classification de climat.....	10
I.5.1 Classification du climat selon l'indice de MARTONNE.....	10
I.5.2 Classification de climat selon le diagramme d'EMBERGER	11
I.6 Représentation du diagramme Ombrothérmique de GAUSSEN.....	13

Chapitre II: HYDROLOGIE

Introduction.....	15
II.1 Réseau pluviométrique.....	15
II.2 L'homogénéité de la série pluviométrie:.....	17
II.3 Etude de l'échantillon et choix de loi d'ajustement	19
II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique.....	19
II.3.2.2 Ajustement à la loi Normale (GAUSS).....	19
II.3.2.3 Ajustement à la loi log-Normale (GALTON)	21
II.3.2 Le choix d'ajustement :.....	24
II.4 Détermination de l'année de calcul	24
Conclusion.....	25

Chapitre III : RESSOURCE EN SOL ET RESSOURCE EN EAU

Introduction.....	26
III.1 Ressources en sol	27
III.2 La porosité	27
III.3 Ressources en eau:	28
III.4 Localisation et description de la station d'épuration :	22
III.5 Caractéristiques des eaux :	29
III.5.1 Caractéristiques des eaux brutes.....	29
III.5.2 Caractéristiques des eaux usées épurées	30
III.6 - Système d'épuration:.....	30
III.6.1 Prétraitement:.....	30
III.6.1.1 Dégrillage grossier	30
III.6.1.2 Dégrillage fin	30
III.6.1.3 Dessablage / Déshuilage	31

III.6.2 Traitement biologique.....	31
III.6.3 Traitement des boues.....	31
III.7- Qualité des eaux	33
III.8-Classification des eaux pour l'irrigation.....	34
III.8.1 /Classification mondiale (F.A.O):	34
III.8.2 Classification Russe:	34
III.8.3 Classification Américaine:	34
III.8.4 Détermination du S.A.R:	35
III.9 Interprétation des résultats des analyses.....	36
Conclusion.....	37

Chapitre IV : Besoin en eau des cultures

IV.1 Définition.....	38
IV.2 Besoins en eau des cultures	38
IV.3 Détermination de l'évapotranspiration	38
IV.3.1 Définition	38
IV.3.1.1 Evapotranspiration potentielle ETP	38
IV.3.1.2 Evapotranspiration réelle ou de culture (ETM).....	38
IV.3.2 Facteurs limitant d'évapotranspiration réelle ETM	39
IV.3.3 Méthodes d'évaluation de l'évapotranspiration.....	39
IV.3.3.1 les méthodes directes.....	39
IV.3.3.2 les méthodes indirectes.....	39
a)Formule de Blaney-Criddle	39
b) PENMAN & MOTHEIT modifiée	40
IV.4 L'occupation des sols	41
IV.5 Besoins en eaux du périmètre.....	42
IV.5.1 Le bilan hydrique	42
IV.5.1.1 La pluie efficace:.....	42
IV.5.2 Estimation des besoins en eau	43
IV.6 Efficience de l'irrigation.....	43
IV.7 Les besoins d'irrigation nets	46
IV.6 Efficience de l'irrigation.....	46
IV.8 Les Besoins d'irrigation brute	46
IV.9 Calcul de débit fictif continu.....	47
Conclusion.....	47

Chapitre V : adduction et réseau de distribution

Introduction	48
V.1 Organisation du tour d'arrosage :	48
V.1.1 Module :	48
V.1.2 Tour d'arrosage à module fixe :	48
V.1.3 Arrosage à module et périodicité variables.....	48
V.2 Plan de bornage	49
V.2.1 Bornes et conditions hydrauliques de la desserte.....	49
V.2.2 Plan de bornage	49
V.3 Tracé ramifié du réseau	49
V.3.1 Choix de tracé	49
V.3.2 Optimisation de l'ensemble adduction-réseau	51
V.4 Matériaux de construction des canalisations	56
V.5 Equipements hydromécaniques	56
V.6 Station de pompage	57
Introduction :	57
V.6.1 Définition:	57
V.6.1.1 Exigences principales soumises à la station de pompage	57
V.6.1.2 Choix du type de bâtiment	57

V.7 Les pompes	58
V.7.1 Les turbopompes (pompes centrifuge).....	58
V.7.2 Les pompes à écoulement radial	58
V.7.3 Les pompes axiales	58
V.7.4 Les pompes semi axiales	58
V.8 Nombre de pompes principales	58
V.9 Hauteur manométrique total.....	59
V. 3.1 Détermination du débit d'une pompe	59
V.10 choix du nombre de pompes de secours	61
V.11 Vérification du risque de la cavitation	62
V.12 Détermination du diamètre économique de refoulement.....	63
V.12.1 Calcul des pertes de charge.....	63
V.12.2 calcul des frais d'exploitations	64
V.12.3 Energie consommée par le pompage	64
V.13 Les différents équipements	65
V.13.1 Les équipements d'aspiration	65
V.13.1 Conduite d'aspiration	66
V.13.2 Les équipement de refoulement	67
V.14 Bâtiment de la station de pompage	68
V.14.1 Construction du bâtiment	68
V.14.2 Partie supérieure du bâtiment	68
a) Hauteur du bâtiment	69
b) Longueurs	69
c) Largeur du bâtiment	69
d) Nombre de fenêtre	70
Conclusion.....	70
<u>Chapitre IV : Dimensionnement et calcul du réseau d'irrigation</u>	
Introduction	72
IV.1 Les techniques d'irrigation	72
IV.1.1 Irrigation gravitaire.....	72
IV.1.2 Irrigation par aspersion.....	72
IV.1.3 Irrigation localisée (micro – irrigation).....	72
IV.1.4 Irrigation souterraine.....	72
IV.2 Avantages et les inconvénients des techniques d'irrigation	73
IV.2.1 Irrigation de surface	73
IV.2.1.1 Les avantages	73
IV.2.1.2 Les inconvénients	73
IV.2.2 Irrigation sous pression	73
IV.2.2.1 Avantages	73
IV.2.2.2 Les inconvénients	74
IV.2.3 Irrigation de l'aspersion	74
IV.2.3.1 Avantages	74
IV.2.3.2 Les inconvénients.....	74
IV.2.4 Irrigation localisée.....	74
IV.2.4.1 Les Avantages.....	74
IV.2.4.2 Les inconvénients.....	75
IV.2.5 Irrigation souterraine.....	75
IV.2.5.1 Avantages	75
IV.2.5.2 Les inconvénients.....	75
Conclusion	76

IV.3 Irrigation localisée.....	76
IV.4 Dimensionnement d'un îlot type	76
IV.4.1 Choix de l'îlot type	77
IV.5 Caractéristiques des conduites de réseau d'irrigation	77
IV.5.1 Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée.....	77
IV.5.2 Calcul de la dose d'irrigation	78
1 – La dose d'irrigation nette pratique	78
2 – La dose d'irrigation brute	79
3– Fréquence des arrosages	79
4 – Durée d'arrosage	79
5-L'irrigation journalière	79
6– Nombre de poste	80
IV.5.3 Calcul hydraulique	81
1.Débit.....	81
2. Perte de charges	81
IV.5.4 Conditions hydrauliques	82
1-Débit d'une rampe	83
2-Débit du porte rampe rampe	83
3-Calcul des diamètres et les pertes de charges.....	83
a-Diamètres de la rampe.....	83
b-Diamètres de la porte rampe.....	84
C- Calcul du diamètre de la conduite secondaire.....	84
d-Calcul des pertes de charge dans la conduite principale.....	85
Conclusion.....	85
CONCLUSION GENERALE.....	86

Liste des tableaux :

Tableau I.1 : coordonnées de la station pluviométrique	3
Tableau I.2 : pluviométrie moyenne mensuelles (mm)	4
Tableau I.3 : Moyennes mensuelles et annuelles de la nébulosité (octa)	5
Tableau I.4 : Vitesse du vent en Km/h.	5
Tableau I.5 : Pourcentage du vent par direction	5
Tableau I.6 : Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne en mm.....	6
Tableau I.7 : Répartition mensuelle de la température de l'air en °C	7
Tableau I.8 : Répartition mensuelle d'humidité relative de l'air	8
Tableau I.9 : Nombre moyen de jour de neige	9
Tableau I.10 : Nombre moyen de jours grêle	10
Tableau I.11 : Nombre moyen de jours de sirocco.....	10
Tableau I.12 : Nombre moyen de jours d'orage	10
Tableau I.13 : Classification de climat selon MARTONNE	10
Tableau I.14 : Précipitations et températures moyennes mensuelles.	11
Tableau II.1 : Précipitations moyennes mensuelles en (mm).	13
Tableau II.2 : Test de Wilcoxon pour la station de Médéa	16
Tableau II.3 : Résultats d'ajustement de la station de Médéa à la loi de Gauss.	18
Tableau II.4 : Résultats d'ajustement de la station de Médéa à la loi de Galton.	20
Tableau II.5 : Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul.....	21-23
Tableau III.1 : Granulométrie et matière organique	27
Tableau III.2 : Caractéristiques des eaux brutes	29
Tableau III.3 : Caractéristiques de l'effluent	30
Tableau III.4 : Résultats des analyses STEP de Médéa	33
Chapitre III : RESSOURCE EN SOL ET RESSOURCE EN EAU	
Tableau IV.1 : Evapotranspiration de référence (ETP) de la zone d'étude selon Penman Monteith	41
Tableau IV.2 : Occupation de l'aire d'étude	41
Tableau IV.3 : Précipitation efficace dans la zone d'étude	43
Tableau IV.4 : les données de bases.	43
Tableau IV.5 : Besoins en eau du blé dur	44
Tableau IV.6 : Besoins en eau du pommier	44
Tableau IV.7 : Besoins en eau de vigne	45
Tableau IV.8 : Besoins en eau des bersim	45
Tableau IV.9 : les besoins en eau mensuelles (mm) des cultures.	46
Tableau IV.10 : les besoins b des cultures.	47
Tableau V.1 : diamètres calculées manuellement et les diamètres normalisés.	53
Tableau V2 : pressions des nœuds calculées avec EPANET	54

Tableau V.3: vitesses et pertes de charges des tronçons calculées avec EPANET ...	55-56
Tableau V.4 : Variantes pour le choix du nombre de pompes.....	61
Tableau VI.2: Variation journalière des tarifs de l'énergie	64
Tableau VI.3: les frais d'exploitation.....	65

Liste des figures :

Figure I.1 : Carte de situation.....	3.
Figure I.2 : Précipitation mensuelle	4
Figure I.3 : pourcentage du vent par direction.....	6
Figure I.4 : Evaporation mensuelle(mm)	7
Figure I.5 : Répartition mensuelle de la température	8
Figure I.6 : Humidité relative de l'air (en %)	9
Figure I.7 : Diagramme bioclimatique d'EMBERGER	12
Figure I.8 : Diagramme ombrothermique de Gaussen	14
Figure II.1 : Ajustement de la station de Médéa à la loi de Gauss.....	21
Figure II.2 : Ajustement de la station de Médéa à la loi de Galton.	24
Figure III.1 : Situation de station d'épuration	28
Figure III.2 : photos de la station d'épuration	31-32
Figure III.3 : Diagramme de classification des eaux d'irrigation	36
Figure V.1 : schéma du réseau ramifié.....	52
Figure V.2 : dimensions de l'ilot	80

Liste des planches :

Planche I : Plan d'occupation du sol d'un périmètre situé à l'aval de la station d'épuration de Médéa site de oued Lahreche wilaya de Médéa.

Planche II : Schéma du réseau ramifié du périmètre de la commune de Médéa W. Médéa

Planche II : profil en long du réseau ramifié du périmètre de la commune de Médéa W. Médéa

Planche VI : Schéma du réseau d'irrigation d'une parcelle type du périmètre de la commune de Médéa W. Médéa.

Planche V : Profil en long du réseau d'irrigation d'une type du périmètre de la commune de Médéa W. Médéa.

INTRODUCTION GENERALE:

La raréfaction des ressources en eau due à la sécheresse et la dégradation de leur qualité engendrée par le développement des industries et les activités humaines est un défi majeur. C'est pourquoi, il devient impératif de chercher des approvisionnements alternatifs afin d'une part de réserver la qualité des masses d'eau et d'autre part pour diminuer les prélèvements dans le milieu naturel.

La réutilisation des eaux usées épurées, ou REUE, peut constituer l'un de ces approvisionnements. En effet, la réutilisation des eaux usées épurées est une pratique très répandue dans les régions du monde affectées par des pénuries de ressources en eau.

Toutefois, en Algérie, l'utilisation des eaux usées épurées dans l'irrigation agricoles est encore au stade expérimental, malgré la forte augmentation des besoins en eau en irrigation.

Il convient de préciser que notre pays possède, une superficie irriguée de l'ordre de 950 000 hectares sur une surface agricole utile de l'ordre de plus de 9 millions d'hectares d'où la nécessité de recourir aux eaux non conventionnelles, dont les eaux usées épurées. Ainsi cette stratégie permettra à contribuer non seulement à l'extension des terres irriguées, à l'augmentation de la production agricole mais aussi à la préservation de nos ressources hydrique superficielles et souterraines.

Dans cette optique, l'objectif de notre travail est l'étude de la réutilisation des eaux usées épurées de la station d'épuration de la ville de Médéa.

I. Description de la zone d'étude :

Historique :

La wilaya de Médéa occupe une situation stratégique de gardienne des riches plaines du Chelif et de la Mitidja.

Cette position suscita déjà l'intérêt des Romains qui créèrent Lambadia sur le site l'actuel Chef-lieu de la wilaya ainsi que Thanarsuma qui deviendra Berouaghia .Bien que plus tard le prince Bologhine Ibn Ziride fonda Médéa actuelle qui deviendra sous les Turcs le siège de Beylicat du Titteri ; avant d'être une des capitales de l'Emir AEK en 1873 puis un foyer important de lutte contre l'occupation Française . Après quand on eu notre indépendance en 1962 elle reste toujours sous le nom de Berouaghia .

I.2 Situation géographique :

Le périmètre d'oued Lahreche 145,5 ha se trouve à 20 km environ au sud-ouest de la ville de Médéa, sous la route vers la commune d'Oued Harbil. Le périmètre se trouve à l'aval de la station d'épuration de la ville de Médéa qui possède une capacité préliminaire de 26000m³/j et qui va atteindre 39000m³/j à l'horizon 2020.

Le périmètre d'oued Lahreche est réparti sur plusieurs zones éparses touchant une partie de la commune de Médéa et une autre de la commune d'oued Harbil, la partie Est du périmètre occupe les parcelles s'étendant entre la station d'épuration et l'intersection entre Médéa-Oued Harbil et la STEP sur une distance de 3 km.

La partie Est occupe les parcelles s'étendant entre l'intersection jusqu'au foret et plonge à 3 km en aval vers Oued Lahreche.[5]

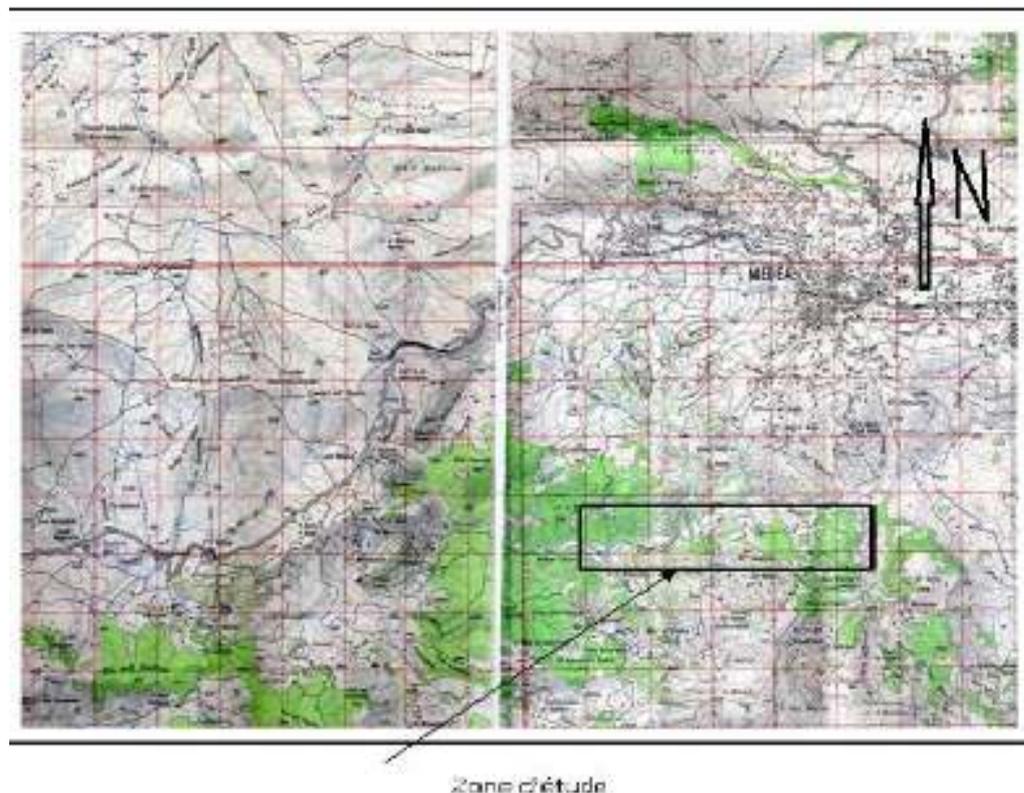


Figure I.1 : Carte de situation – Echelle 1/100000

I.3 Relief et hydrographie :

La région de Médéa est située dans la zone sud des piémonts de l'atlas Blidéen, c'est une zone au climat humide avec un relief de fortes pentes, ce dernier est très accidenté, les altitudes varient de 900 m au Nord à 400 m au Sud de la commune. Oued Lahreche présente une vallée limitée et coule de Nord au Sud dans l'Oued principal (Oued Harbil).[5]

I.4 Climat :

Dans la phase suivante, nous allons utiliser les données de la station météorologique de Médéa qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau I.1 : coordonnées de la station pluviométrique

Code	Nom	X (km)	Y (km)	Altitude(m)	Période de Fonctionnement
090302	Médéa	557,2	322,65	600	1970-2011

Source: station de Médéa

I.4.1 Pluviométrie:

La quantité et le régime des précipitations dans la zone du périmètre d'irrigation d'Oued Lahreche mettent en évidence l'influence sur le climat de la région.

D'après les données des observations de la station météorologique de Médéa les valeurs extrêmes des précipitations varient de 198 mm (2001/2002) jusqu'à 567,1 mm (1988/1989) donc on retiendra une pluviométrie moyenne annuelle de 377,98 mm.

Tableau I.2 : pluviométrie moyenne mensuelles (mm) (42 ans)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
P(mm)	27,6	30,2	38,9	42,9	48,6	46,8	45,4	40,3	33,9	9,6	5,8	7,5	377,28

Source : Station de Médéa ONM Dar El Baydha

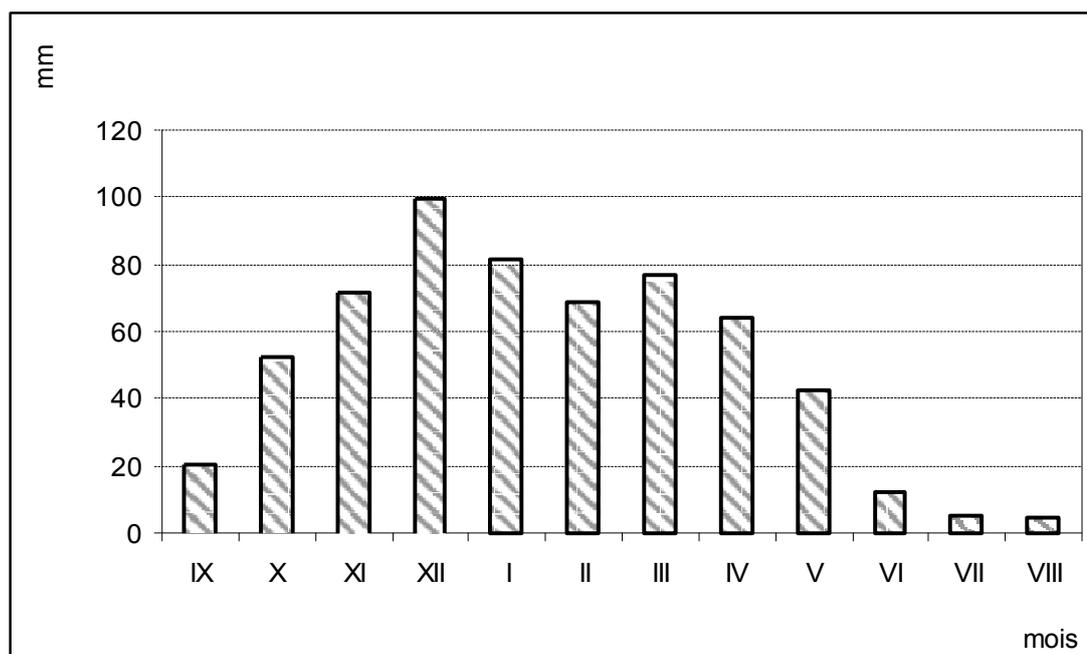


Figure I.2 : Précipitation mensuelle (mm)

I.4.2 Nébulosité :

La nébulosité, c'est la fraction du ciel couverte par les nuages. Un ciel entièrement couvert est représenté par 10 et un ciel clair par 0. La moyenne annuelle de la nébulosité de la station de Médéa est de 4,1.

Tableau I.3 : Moyennes mensuelles et annuelles de la nébulosité (octa) (42ans)

Station	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Médéa	5,2	5,6	5,9	4,7	4,1	2,9	1,6	2,0	3,4	3,8	4,9	5,1	4,1
Ciel couvert=10	Ciel clair=0				En dixièmes la fraction couverte par des nuages								

Source : Station de Médéa ONM Dar El Baydha

I.4.3 Le vent :

On utilise les fréquences des directions des vents au sol de la station de Médéa pour faire ressortir les directions des vents dominants :

Tableau I.4 : Vitesse du vent en Km/h (42 ans)

Paramètre	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
Vitesse du vent (km/h)	12,7	15,3	16,9	15,3	15,3	11,9	12,7	13,6	12,7	11	14,4	12,7	13,71

Source : Station de Médéa ONM Dar El Baydha

Les vitesses du vent sont relativement faibles et homogènes durant toute l'année, La moyenne annuelle est de 13,71 km/h.

Tableau I.5 : Pourcentage du vent par direction (42ans)

Direction du vent	N	N-E	E	S-E	S	S-W	W	N-W	Total
Pourcentage par direction	13,5	11,4	7,83	9,11	5,39	16,3	15,9	20,1	100

Source : Station de Médéa ONM Dar El Baydha

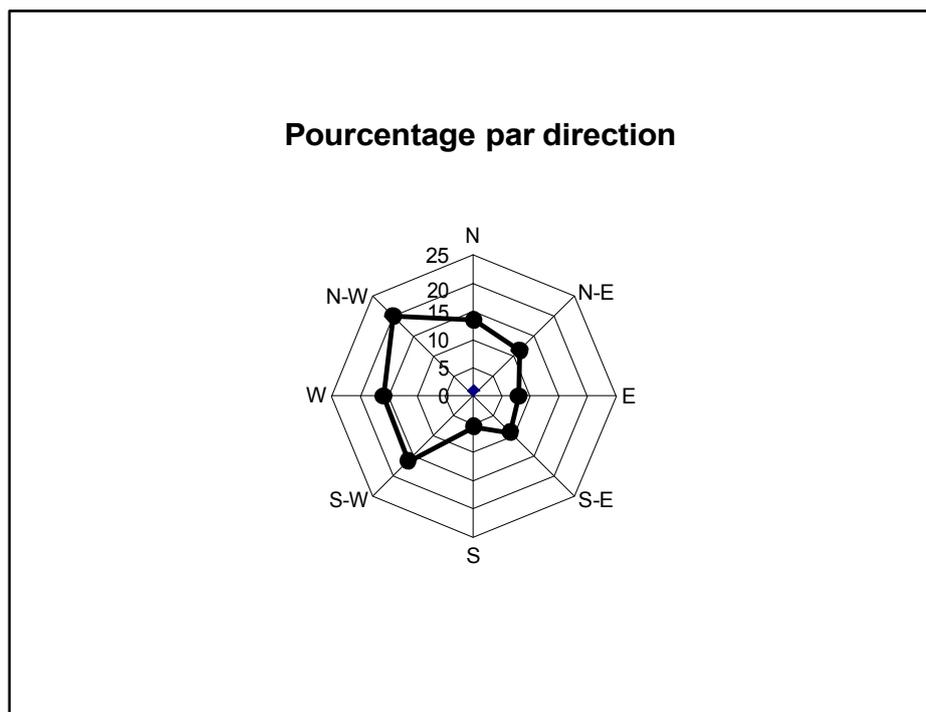


Figure I.3 : pourcentage du vent par direction

Les vents dominants sont ceux des directions Nord-Ouest pour la saison froide et Nord pour la saison chaude.

I.4.4 L'évaporation :

Les valeurs de l'évaporation moyenne mensuelle et annuelle des plans d'eau dans la région d'étude sont estimées à partir des données d'observation mesurées sous abri avec l'évaporomètre PICHE au niveau de la station météorologique de Médéa.

La distribution moyenne mensuelle de l'évaporation est donnée au tableau suivant :

Tableau I.6: Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne en mm (42ans)

Paramètre	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Evaporation moyenne (mm)	48,1	55,3	89,4	98,7	142	201,8	262,8	253,6	150,6	111,3	61,14	46,5	1521,5
(%)	3,16	3,63	5,88	6,49	9,35	13,3	17,3	16,7	9,9	7,32	4,02	3,06	100

Source : Station de Médéa ONM Dar El Baydha

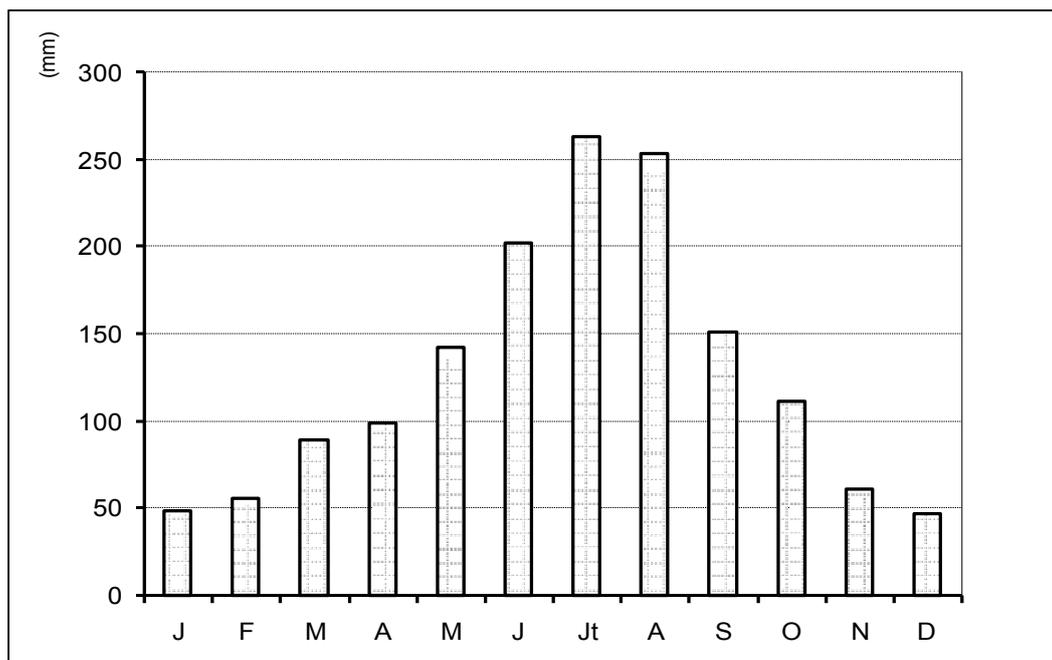


Figure I.4: Evaporation mensuelle (mm)

L'examen de ce tableau montre que l'évaporation est importante pendant la période allant du mois de Mai à Septembre à un volume évaporé de 78,82% et elle est plus faible du mois de Novembre à Mars avec un volume de 21,18%.

Le cumul annuel est de 1521,5 mm.

I.4.5 Température :

Le régime de température dans la zone d'étude se caractérise par un été sec et très chaud et un hiver froid et humide.

Les températures d'air moyennes et extrêmes moyennes, mensuelles dans la région étudiée sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau I.7 : Répartition mensuelle de la température de l'air en °C (42ans)

Paramètres (°C)	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
Température Moyenne	20,8	15,45	11	6,4	6,75	6,7	9,75	12,3	15,4	20,4	24,6	24,4	14,5
Température Minimale	27	21,1	14,7	9,7	10,3	10,7	14,3	17,7	21,4	27,1	32,2	31,8	19,8
Température Maximale	14,6	9,8	7,3	3,2	3,2	2,7	5,2	6,9	9,4	13,7	17	17	9,2

Source : Station de Médéa ONM Dar El Baydha

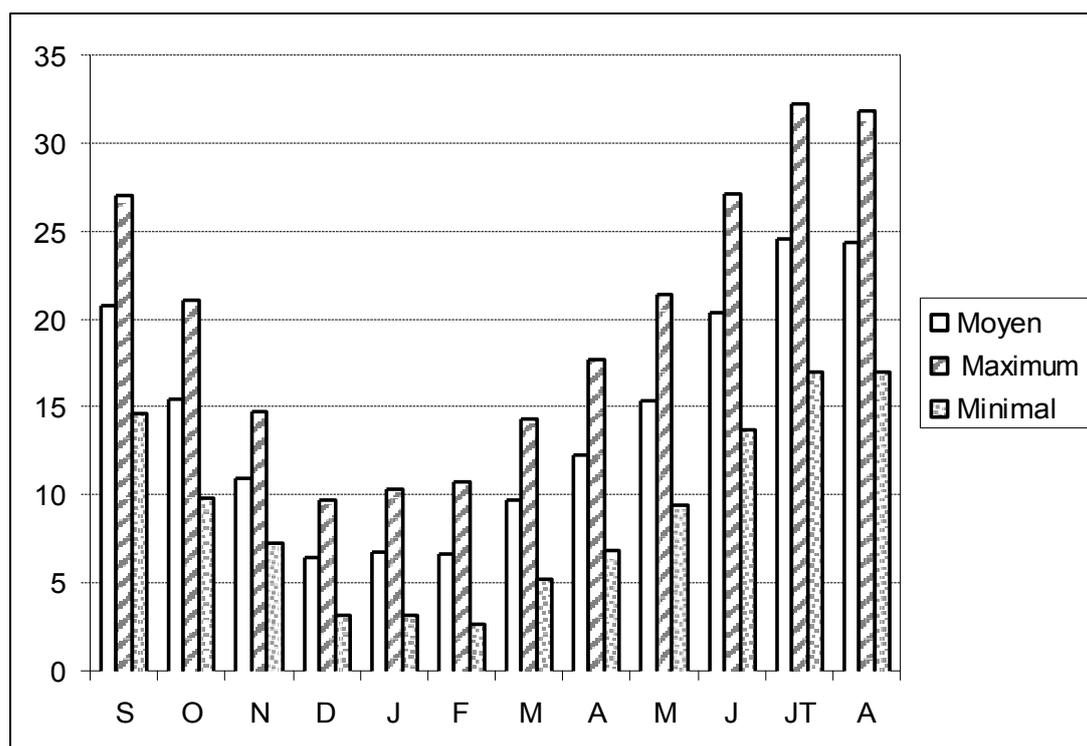


Figure I.5 : Répartition mensuelle de la température

La température d'air moyenne annuelle est de 14,5° C.

L'été est très chaud avec une température moyenne mensuelle de 21°C jusqu'à 26°C. Exceptionnellement, les plus hautes températures peuvent atteindre 33° C.

L'hiver est relativement doux avec des températures moyennes mensuelles de 6,5° C, les plus basses températures de l'air peuvent tomber jusqu'au moins de 2 à 3° C.

I.4.6 Humidité relative :

La distribution mensuelle de l'humidité de l'air est présentée dans le tableau suivant :

Tableau I.8 : Répartition mensuelle d'humidité relative de l'air en % (42ans)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
Moyenne	80	76	71	70	65	55	46	49	63	70	79	81	67
Minimale	64	59	53	51	46	37	29	31	42	52	63	67	49
Maximale	91	90	87	86	82	73	64	67	82	86	91	92	82

Source: station de Médéa ONM Dar El Baydha

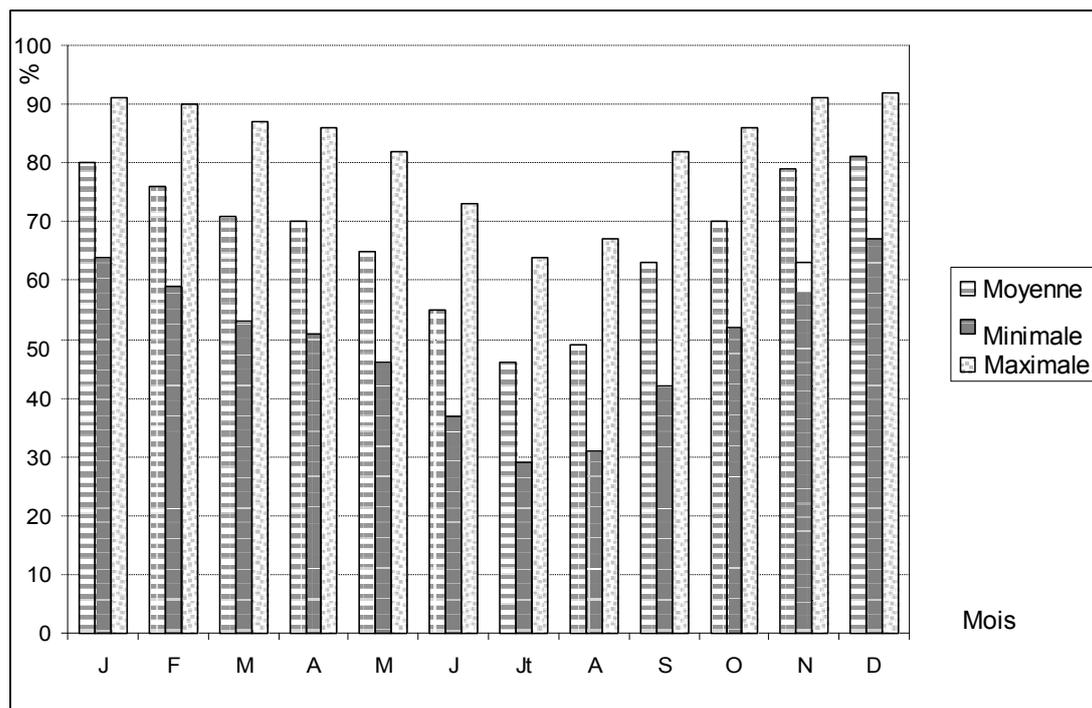


Figure I.6 : Humidité relative de l'air (en %)

L'examen de la répartition mensuelle, montre que l'humidité relative de l'air est de l'ordre de 65%, plus élevée en saison hivernale.

I.4.8 La neige :

Tableau I.9 : Nombre moyen de jour de neige (42ans)

Station	Altitude (mNGA)	Nb moyen de jours ou il neige	Nb moyen de jours d'enregistrement
Médéa	935	14,1	18,1

Source : station de Médéa ONM Dar El Baydha

I.4.9 La grêle :

La présence de la grêle dans la zone d'étude est négligeable, sa présence attaque le développement des végétaux.

on remarque que la valeur maximale est celle du mois de Décembre à Mars pour la station de Médéa.

Tableau I.10 : Nombre moyen de jours grêle (42ans)

station	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Alt	Année
Médéa	0,7	0,9	0,9	0,5	0,5	0,2	0,1	0,1	0,2	0,1	0,1	1	935	5,3

Source : station de Médéa ONM Dar El Baydha

I.4.10 Gelée blanche : Nombre moyen de jours gelée (42ans)

station	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Alt	Année
Médéa	3,8	4,5	0,8	0,5	0	0	0	0	0	0	0,7	3,1	935	13,4

Source : station de Médéa ONM Dar El Baydha

I.4.11 Sirocco :

L'augmentation du phénomène d'évaporation provoque le sirocco qui va atteindre une valeur maximale pendant le mois de juillet.

Tableau I.11 : Nombre moyen de jours de sirocco (42ans)

Station	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Alt	Année
Médéa	0,1	0,2	1,1	1,1	1,2	2,9	5,1	2,3	0,8	0,7	0,7	0,3	935	16,5

Source : station de Médéa ONM Dar El Baydha

I.4.12 Orages :**Tableau I.12 :** Nombre moyen de jours d'orage (42ans)

Station	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Médéa	0,4	0,3	0,7	0,9	2,6	2,4	1,6	2	2,4	1,4	0,6	0,4	15,7

Source : station de Médéa ONM Dar El Baydha

I.5 Classification de climat :**I.5.1 Classification du climat selon l'indice de MARTONNE:**

L'indice d'aridité ou l'indice de *MARTONNE* est un paramètre qui permet la classification de climat afin de nous renseigner sur l'indisponibilité de l'irrigation par rapport au climat.

L'indice d'aridité est donné par l'expression :

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

Avec :

I_A : indice de *MARTONNE* ;

P : précipitation annuelle moyenne de la région en (mm/an) ;

T : température moyenne annuelle en °C.

Tableau I.13 : Classification de climat selon *MARTONNE*

Valeurs de I	Type de climat	Irrigation
$I < 5$	Désertique	Indispensable
$5 < I < 10$	Aride	Indispensable
$10 < I < 20$	Semi-aride	Souvent indispensable
$20 < I < 30$	Sub-humide	Parfois utile
$I > 30$	Humide	Inutile

Pour :

$$P_{\text{moy}}=387,2 \text{ mm/an} \quad \text{et} \quad T_{\text{moy}}= 14,5^{\circ}\text{C}$$

On

$$\text{aura :} \quad I_A = \frac{387,2}{14,5 + 10} = 15,8$$

Selon l'indice d'aridité calculé $10 < I_A = 15,8 < 20$, on constate d'après la classification ci-dessus que la région est soumise à un régime de climat sec, où l'irrigation est souvent indispensable.

I.5.2 Classification de climat selon le diagramme d'*EMBERGER*:

La méthode est fondée sur un diagramme dressé par Mr. *EMBERGER* qui nous renseigne sur le type de climat, ainsi que la nature d'hiver dominant d'une région. Le quotient d'*EMBERGER* que nous avons projeté sur le diagramme bioclimatique est le suivant :

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

Avec :

Q : quotient pluviothermique d'*EMBERGER* ;

P : précipitation moyenne annuelle de la région (mm) ;

M : température moyenne maximale du mois le plus chaud en (K°) ;

m : température moyenne minimale du mois le plus froid en (K°).

Pour :

$$P = 387,2 \text{ mm}$$

$$M = 26 + 273 = 299 \text{ K}^\circ$$

$$m = 2 + 273 = 275 \text{ K}^\circ$$

On aura :

$$Q = \frac{1000 * 387,2}{\frac{299 + 275}{2} (299 - 275)} = 56,2$$

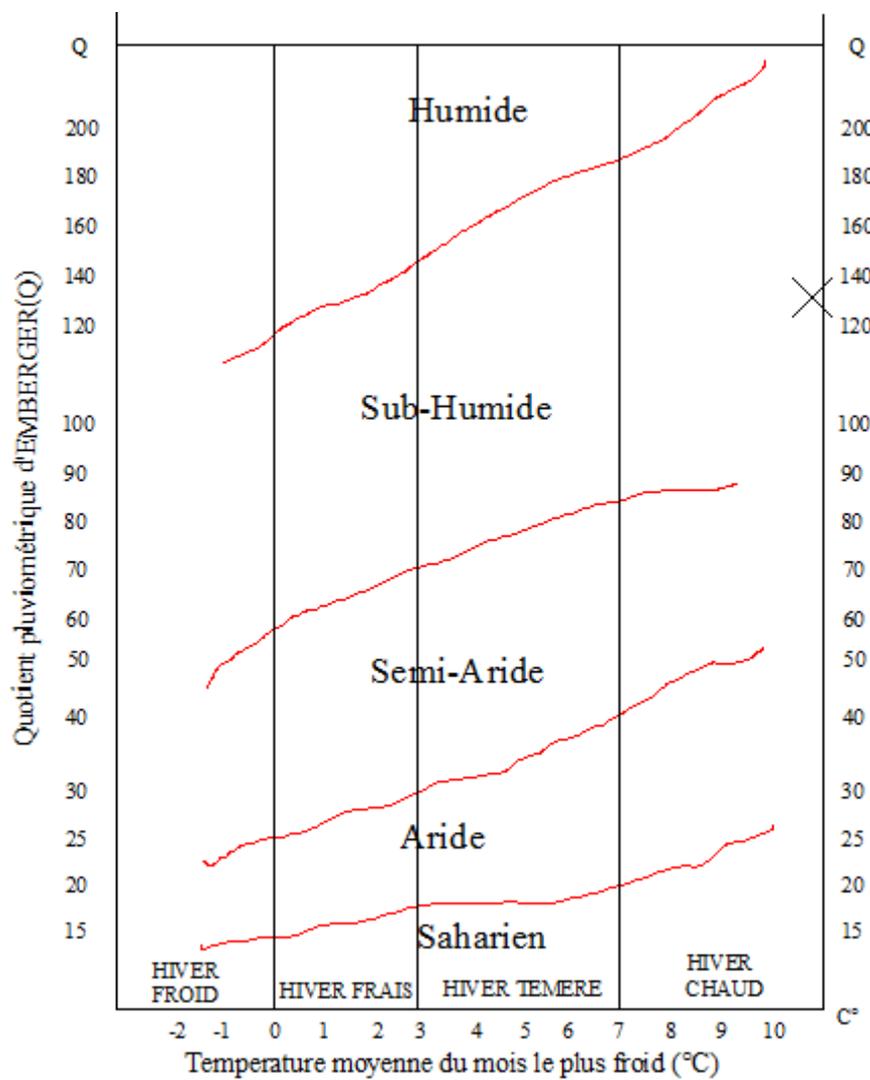


Figure I.7 : Diagramme bioclimatique d'EMBERGER

Après projection des valeurs ($Q=56.2$, $m=2^{\circ}\text{C}$) dans le diagramme bioclimatique d'*EMBERGER* nous pouvons conclure que le climat de la région est semi-aride à hiver frais. Ces renseignements complètent celles obtenus précédemment par la méthode de *MARTONNE*, et qui sont d'une importance majeure.

I.6 Représentation du diagramme Ombrothermique de GAUSSEN:

Le diagramme Ombrothermique de *GAUSSEN* est une représentation graphique de variation de précipitations et de température en fonction du temps (mois) qui nous permet de déterminer la période où l'irrigation est indispensable (période sèche).

Dans cette représentation, les mois secs sont définis comme étant les mois où le total des précipitations exprimées en (mm) est égal ou inférieur au double des températures moyennes mensuelles exprimées en ($^{\circ}\text{C}$). Le contraire est bien valable pour les mois humides.

Pour la représentation de ces graphiques on a le tableau suivant :

Tableau I.14: Précipitations et températures moyennes mensuelles (42ans).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P	27,6	30,2	38,9	42,9	48,6	46,8	45,4	40,3	33,9	9,6	5,8	7,5
2T	40,4	30,9	22	12,8	13,5	13,4	19,5	24,6	30,8	40,8	49,2	48,8

En résumé:

* Mois sec: $P \text{ (mm)} \leq 2T \text{ (}^{\circ}\text{C)}$

* Mois humide: $P \text{ (mm)} \geq 2T \text{ (}^{\circ}\text{C)}$

Nous pouvons constater de ce diagramme que nous avons deux saisons, l'une humide qui s'étend sur 8 mois, du Février jusqu'à la fin de mois de Septembre, pendant cette période le recours à l'irrigation peuvent être une nécessité si on enregistre un déficit en eau.

L'autre saison est la saison sèche, qui dure 4 mois pendant laquelle l'irrigation est une nécessité absolue.

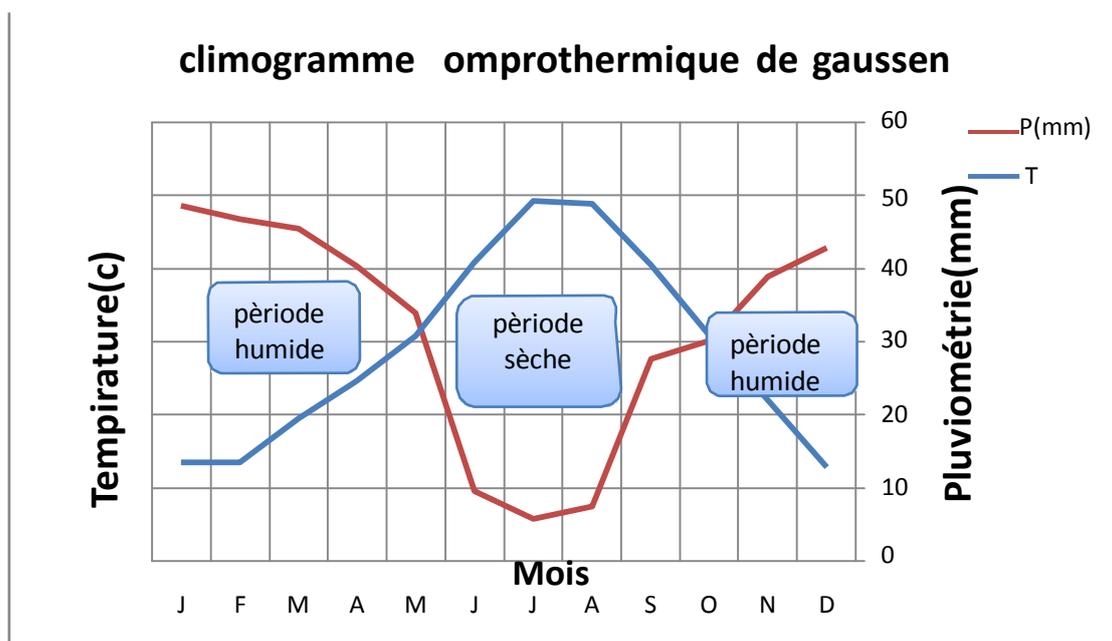


Figure I.8 : Diagramme ombrothermique de Gausсен

CONCLUSION :

A travers ce chapitre, nous avons montré à partir les caractéristiques climatiques de notre région d'étude est dominé par un climat semi-aride à l'hiver frais avec une pluviométrie annuelle est de 387,2 mm, une température de 14,5 °C et une période sèche de 4 mois dont la nécessité d'une irrigation de complément pendant cette période.

Le régime pluviométrique variable en volume et en répartition dans le temps. L'année est caractérisée par des hivers pluvieux, des printemps généralement humides et des étés secs.

Introduction:

L'hydrologie est la science de la terre qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est-à-dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol. Au titre des échanges entre l'atmosphère et la surface terrestre, l'hydrologie s'intéresse aux précipitations (pluie et neige), à la transpiration des végétaux et à l'évaporation directe de la couche terrestre superficielle.

L'étude hydrologique dans notre cas a pour but la détermination des précipitations mensuelles pour pouvoir dimensionner le réseau d'irrigation mais le but principal est de déterminer les besoins en eau des cultures ainsi que le volume nécessaire fourni pour le mois de pointe et pour l'ensemble de l'année de calcul car ils peuvent nous indiquer si la quantité d'eau est suffisante ou pas.[1]

Réseau pluviométrique :

Pour l'étude des pluies nous avons utilisé la série pluviométrique de la station de Médéa.

La série des précipitations moyennes mensuelles de la station pluviométrique est donnée dans le tableau ci-après :

Tableau II.1: Précipitations moyennes mensuelles en (mm).

année	Sept	Oct	Nov	dec	janv	fev	mars	avril	Mai	juin	juil	Aout	Annuelle
1970	0	4,5	3,5	35,6	64,1	9	43,9	18,6	26,5	3,1	17,5	0	226,3
1971	8,3	12,4	96,6	19,3	165,1	90,2	75,2	60,5	3,1	20,6	0	1,8	553,1
1972	53,5	69	32,2	97,8	91,3	104,5	57,7	54,4	0	0	0	0	560,4
1973	34,1	0	5,5	69,6	6,5	78,2	154,2	47,4	31,5	0	0	0	427
1974	0	0	0	0	103,1	38,6	62,2	7,1	11,3	3,3	0	0	225,6
1975	8,8	0	97,2	29,6	29,5	86,5	45	63,8	68,1	26,4	40,2	11	506,1
1976	34,7	51,1	41,6	43,5	47	8,4	7,1	57,3	40,5	9,7	1,2	42	384,1
1977	0	1,3	53,3	14,1	36	17,4	47,7	59,5	65,8	0	0	2	297,1
1978	0,5	77	49,4	4,5	50,1	86,3	47,9	29	14,4	6,4	0	3,3	368,8
1979	71,8	55,8	44,1	41,4	85,4	10,2	62,3	67,6	16,4	0	0	0	455
1980	0	11,1	42	103	16,1	43,9	23,4	44,9	14,2	16,3	0	0	314,9
1981	1,6	17,3	2,1	70,9	92,1	39,2	38,7	37,7	63,7	36,4	0	3,8	403,5
1982	20,3	54,6	82	43,8	0	29,9	11,4	33,6	6,5	0	23,6	13,7	319,4
1983	1,5	3,3	16,5	22,5	30,2	71,3	24,4	38,5	21,3	17,5	0	3,5	250,5
1984	3,2	99,3	28,7	56,5	22,5	31,7	53,7	12,3	62,3	0	8,8	0	379
1985	26,3	11,7	55	27,9	37,1	36,5	107,5	6,5	2,9	9,7	0	11,1	332,2
1986	19,9	29	43,4	62,1	71,6	72,7	11,2	3,5	11,8	26,7	0	0	351,9
1987	0,4	25,5	60,7	29,5	9,2	22,6	31,8	37,3	24,7	4,6	2,6	0	248,9
1988	31,1	25,9	32,4	196,2	10,9	36,7	55,3	115,2	14,7	17,5	10,2	21	567,1
1989	20,4	4,5	11,6	10	39,4	0	61,7	38,4	96,3	22,4	54	0	358,7
1990	22	15,3	0	48,1	36	65,7	66,3	20	14,8	4,3	3,2	0	295,7
1991	5,5	70,8	6,9	4,8	83	8,7	57,5	61,8	77,4	19,4	21,7	0	417,5
1992	16,1	36	62,7	22,8	16,5	45,3	8,6	38,1	0	13,5	0	7,2	266,8
1993	49,7	12,3	18,8	29,8	40,1	38	0	46,4	2,5	0	0	3,7	241,3
1994	53,4	51,5	25,8	33	138	31	78,2	3,3	0	19	0	12,6	445,8
1995	15,6	33,1	10	8	30,7	77,7	29,6	80	43,7	51,2	12	9,7	401,3
1996	16,3	8,3	15,5	32,4	36,9	14,8	2,5	58,8	20,1	2,4	0	21,2	229,2
1997	47,1	42,6	53,3	55,9	13	59,6	7,8	18,1	144,2	4,5	0	11,5	457,6
1998	57	29,8	63,4	21	59,5	47,4	76,2	0,6	22,8	0,8	0,9	3,6	383
1999	42	20,1	52,1	19,2	57,3	45	79,4	5,6	21,2	0,6	0,8	2,8	346,1
2000	0	0	0	36,2	94,2	28,7	0	40	9,3	4,7	0	5,2	218,3
2001	33	2,2	24,9	14,9	23,8	23,6	9,7	8,4	2	0	15,9	39,6	198
2002	25,4	11,2	75,4	69,5	92,6	67,8	5,5	74	35,6	0,2	0	0	457,2
2003	78,6	89,2	50,2	93,9	38,5	9,9	28,6	36,9	92,1	0,4	20,9	15,4	554,6
2004	7,7	24	28,6	78,9	51,6	63,2	10,7	8,1	0	4,7	0	0	277,5
2005	12,8	52	0	51	70,4	72	25,5	46,2	43,8	6,9	0	0	380,6
2006	47,9	4,5	30	58,2	5,1	48,1	135,9	69,7	24,7	8,7	9	2,8	444,6
2007	141	54,8	74,6	19,6	8	35,6	45,6	6,9	104,5	18,4	0,6	0,5	510,2
2008	41,8	35,4	37,1	61,7	53,8	20,2	52,7	66,5	27,2	0	0	10	406,4
2009	83	19,3	70	0	48,1	80,6	62,7	10,8	44,7	2,5	0	45,4	476,1
2010	4,6	50,8	68,7	32,6	29,9	83,5	29,5	74,7	76,7	26,6	0	7,8	485,4
2011	23,2	50,3	71,1	30,8	9,2	85	73,9	84,6	22,5	0	0	0,8	451,4

L'homogénéité de la série pluviométrique:

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon.

La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique d'enregistrement complet, par le test de Mr Wilcoxon, repose sur le procédé ci-dessous :

- * On divise la série complète des pluies moyennes annuelles de référence en deux sous-séries : x et y tel que : N1 et N2 représentant respectivement les tailles de ces deux sous-séries, considérant généralement N2 supérieure à N1.
- * On constitue par la suite, la série "X" union "Y" après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang, tout en précisant à quelle sous-série elle-appartient
- * Mr Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée.

$$W_{MIN} < W_X < W_{MAX}$$

Avec :

$$W_X = |Rang|_X$$

W_X : Somme des rangs de sous-série X.

Et :

$$W_{MIN} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \left(\frac{(N_1 N_2)(N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$W_{MAX} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min}$$

Le tableau suivant détaille le résultat du Test d'homogénéité pour la station de Médéa.

Tableau II.2 : Test de Wilcoxon pour la station de Médéa

Rang	Série d'origine P (mm)	Série x (mm)	Série y (mm)	TRI (mm)	x union y
1	226,3	226,3	358,7	198	Y
2	553,1	553,1	295,7	218,3	Y
3	560,4	560,4	417,5	225,6	X
4	427	427	266,8	226,3	X
5	225,6	225,6	241,3	229,2	Y
6	506,1	506,1	445,8	241,3	Y
7	384,1	384,1	401,3	248,9	X
8	297,1	297,1	229,2	250,5	X
9	368,8	368,8	457,6	266,8	Y
10	455	455	383	277,5	Y
11	314,9	314,9	346,1	295,7	Y
12	403,5	403,5	218,3	297,1	X
13	319,4	319,4	198	314,9	X
14	250,5	250,5	457,2	319,4	X
15	379	379	554,6	332,2	X
16	332,2	332,2	277,5	346,1	Y
17	351,9	351,9	380,6	351,9	X
18	248,9	248,9	444,6	358,7	Y
19	567,1	567,1	510,2	368,8	X
20	358,7		406,4	379	X
21	295,7		476,1	380,6	Y
22	417,5		485,4	383	Y
23	266,8		451,4	384,1	X
24	241,3			401,3	Y
25	445,8			403,5	X
26	401,3			406,4	Y
27	229,2			417,5	Y
28	457,6			427	X
29	383			444,6	Y
30	346,1			445,8	Y
31	218,3			455	X
32	198			451,4	Y
33	457,2			457,2	Y
34	554,6			457,6	Y
35	277,5			476,1	Y

36	380,6		485,4	Y
	37 444,6		506,1	X
	38 510,2		510,2	Y
39	406,4		553,1	X
40	476,1		554,6	Y
	41 485,4		560,4	X
	42 451,4		567,1	X

N1	N2	Wmin	Wmax
19	23	330,44	486,56

$$W_x = 383$$

$$330,44 < W_x < 486,56$$

La condition de Mr Wilcoxon est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelle de la station de Médéa est homogène.

Etude de l'échantillon et choix de loi d'ajustement :

La pluviométrie est souvent ajustable à des lois statistiques très nombreuses, on utilise pour notre projet celle qui garantit le meilleur ajustement possible. Les lois d'ajustement les plus communément employées sont les suivantes:

- * La loi de Gauss ou loi Normal ;
- *La loi de Galton ou loi log-Normal.

Ajustement de la série pluviométrique:

L'étude de la série s'effectue par le logiciel de l'hydrologie Hydrolab, ainsi que son diagramme de dispersion et son traitement. Le logiciel fait son ajustement aux lois théoriques (log normal et normal).

Ajustement à la loi Normale (GAUSS):

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

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \frac{1}{\sigma} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right\} dx$$

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de Médéa sont regroupés dans le tableau et la figure suivante :

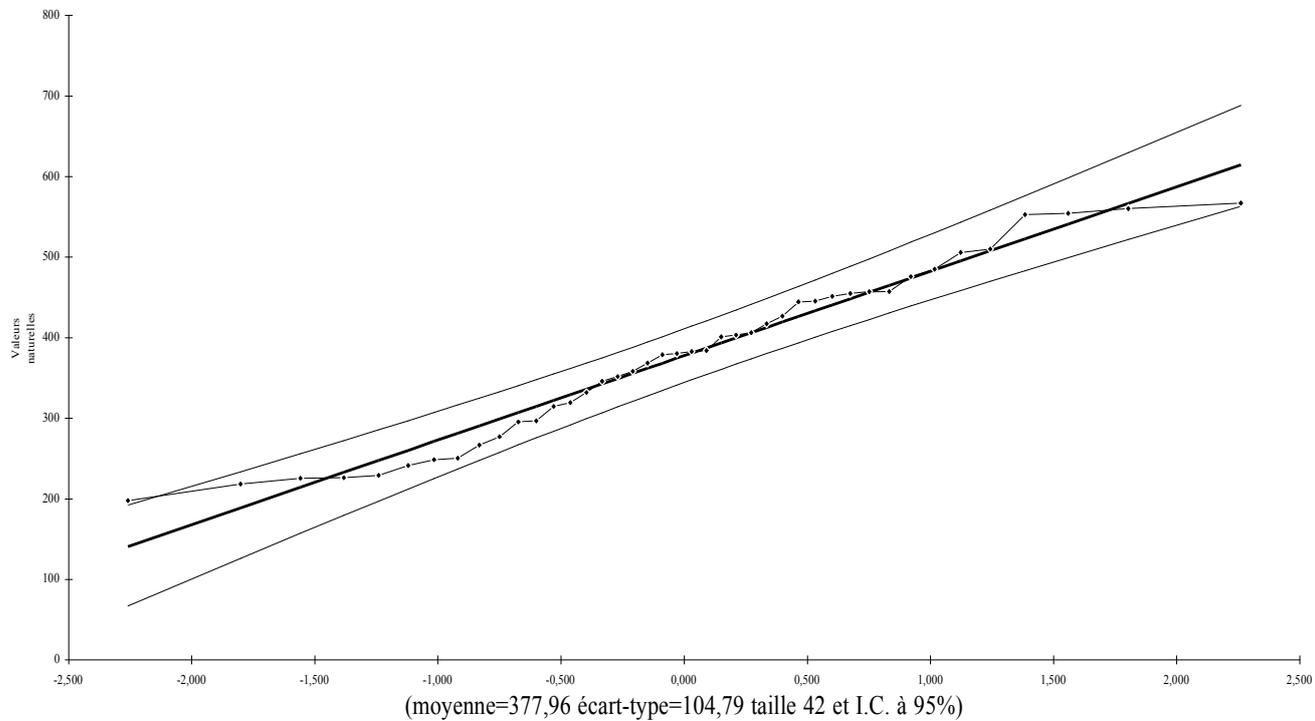
Tableau II.3 : Résultats d'ajustement de la station de Médéa à la loi de Gauss.

Ajustement à une loi de Gauss								
Taille n= 42		Moyenne= 377.957143		I.C. à (en%)= 95			U Gauss= 1.9604	
		Ecart-type= 104.794415						
Valeurs de Depart	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne Supérieure
198	198	1	0.0119	-2.261	198	141.055705	67.0606311	192.334135
218.3	218.3	2	0.0357	-1.803	218.3	188.99746	126.108804	233.766641
225.6	225.6	3	0.0595	-1.559	225.6	214.5713	157.292674	256.182743
226.3	226.3	4	0.0833	-1.383	226.3	233.002093	179.584163	272.520181
229.2	229.2	5	0.1071	-1.242	229.2	247.800614	197.348	285.772427
241.3	241.3	6	0.1310	-1.122	241.3	260.381434	212.339918	297.148533
248.9	248.9	7	0.1548	-1.016	248.9	271.464695	225.452291	307.265463
250.5	250.5	8	0.1786	-0.921	250.5	281.470254	237.204442	316.483871
266.8	266.8	9	0.2024	-0.833	266.8	290.665996	247.926989	325.034593
277.5	277.5	10	0.2262	-0.751	277.5	299.234346	257.844463	333.075444
295.7	295.7	11	0.2500	-0.674	295.7	307.305887	267.117035	340.71994
297.1	297.1	12	0.2738	-0.601	297.1	314.977913	275.863535	348.053168
314.9	314.9	13	0.2976	-0.531	314.9	322.325381	284.175023	355.141171
319.4	319.4	14	0.3214	-0.463	319.4	329.407741	292.12325	362.036796
332.2	332.2	15	0.3452	-0.398	332.2	336.273385	299.766157	368.783527
346.1	346.1	16	0.3690	-0.334	346.1	342.962668	307.151607	375.418085
351.9	351.9	17	0.3929	-0.271	351.9	349.510029	314.31998	381.972264
358.7	358.7	18	0.4167	-0.210	358.7	355.945525	321.306063	388.474277
368.8	368.8	19	0.4405	-0.149	368.8	362.295989	328.140441	394.949778
379	379	20	0.4643	-0.089	379	368.585925	334.850573	401.422664
380.6	380.6	21	0.4881	-0.030	380.6	374.838235	341.461644	407.915753
383	383	22	0.5119	0.030	383	381.07605	347.998533	414.452642
384.1	384.1	23	0.5357	0.089	384.1	387.328361	354.491622	421.063713
401.3	401.3	24	0.5595	0.149	401.3	393.618297	360.964508	427.773845
403.5	403.5	25	0.5833	0.210	403.5	399.968761	367.440008	434.608222
406.4	406.4	26	0.6071	0.271	406.4	406.404257	373.942022	441.594305
417.5	417.5	27	0.6310	0.334	417.5	412.951618	380.496201	448.762679
427	427	28	0.6548	0.398	427	419.640901	387.130759	456.148128
444.6	444.6	29	0.6786	0.463	444.6	426.506545	393.87749	463.791036
445.8	445.8	30	0.7024	0.531	445.8	433.588905	400.773115	471.739263
455	451.4	31	0.7262	0.601	451.4	440.936373	407.861118	480.050751
451.4	455	32	0.7500	0.674	455	448.608399	415.194346	488.79725
457.2	457.2	33	0.7738	0.751	457.2	456.67994	422.838842	498.069823
457.6	457.6	34	0.7976	0.833	457.6	465.24829	430.879693	507.987296
476.1	476.1	35	0.8214	0.921	476.1	474.444032	439.430415	518.709844
485.4	485.4	36	0.8452	1.016	485.4	484.449591	448.648822	530.461995
506.1	506.1	37	0.8690	1.122	506.1	495.532852	458.765753	543.574368
510.2	510.2	38	0.8929	1.242	510.2	508.113672	470.141859	558.566286
553.1	553.1	39	0.9167	1.383	553.1	522.912193	483.394105	576.330123
554.6	554.6	40	0.9405	1.559	554.6	541.342986	499.731542	598.621612
560.4	560.4	41	0.9643	1.803	560.4	566.916825	522.147645	629.805482
567.1	567.1	42	0.9881	2.261	567.1	614.85858	563.58015	688.853655

Fréquence	U.Gauss	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0.2	-0.841	289.777179	246.894065	324.204654	289.777179	0.200	1.3
0.5	0.000	377.957153	344.737455	411.176853	377.957153	0.500	2.0
0.8	0.841	466.137107	431.709632	509.020221	466.137107	0.800	5.0

Figure II.1: Ajustement de la station de Médéa à la loi de Gauss.

Ajustement à une loi Normale



Ajustement à la loi log-Normale (GALTON):

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de Médéa à la loi log-Normale sont regroupés dans le tableau et la figure suivante :

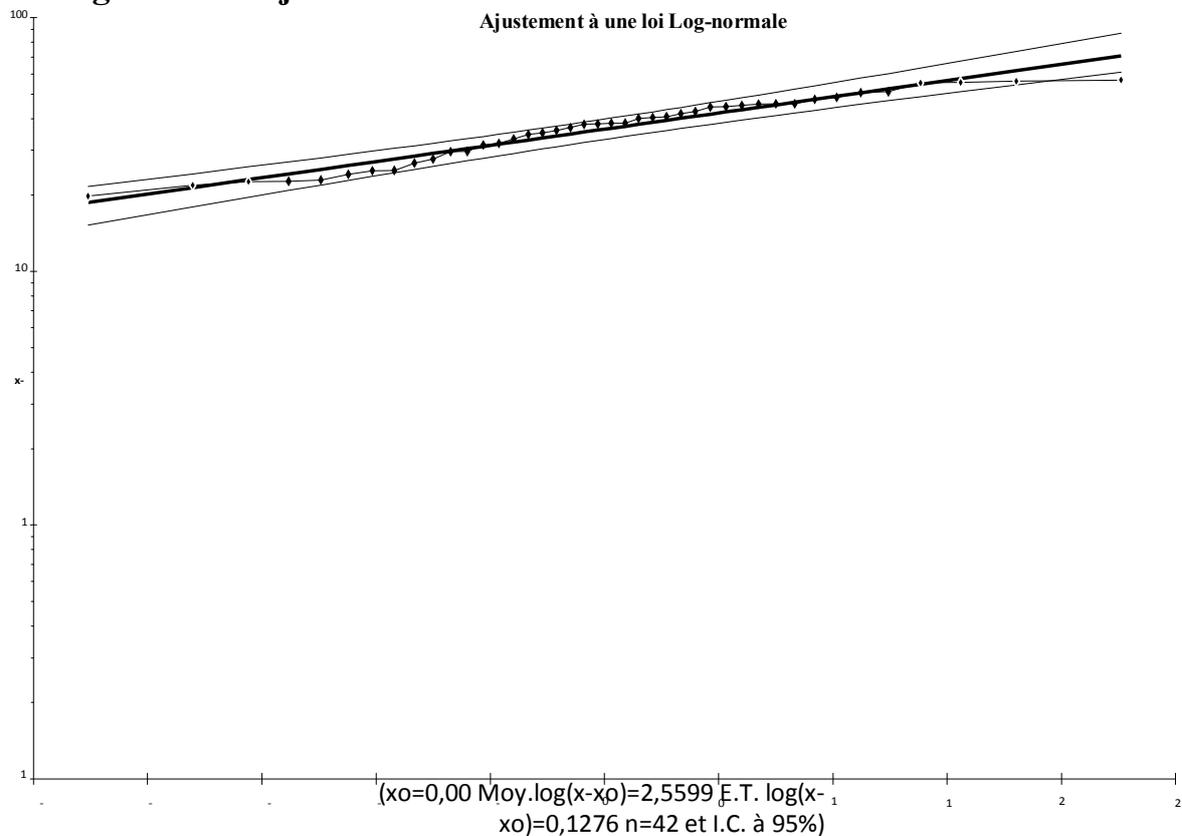
Tableau II.4: Résultats d'ajustement de la station de Médéa à la loi de Galton.

		Ajustement à une loi Log-normale						
Taille		Moy.log(x-xo)=	2.55992125					
n=	42	xo)=	9					
		E.T. log(x-xo)=	0.12758858		I.C. à		U	
xo=	0	xo)=	7		(en%)=	95	Gauss=	1.960
Valeurs de départ	Valeurs Classes	Ordre de Classement	Fréquence expérimentale	Variab le réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne Supérieure
198	198	1	0.012	-2.261	198	186.849	151.845	215.73608
218.3	218.3	2	0.036	-1.803	218.3	213.727	179.181	242.30781
225.6	225.6	3	0.060	-1.559	225.6	229.613	195.551	258.0235

								3
226.3	226.3	4	0.083	-1.383	226.3	241.789	208.161	270.1160
								3
229.2	229.2	5	0.107	-1.242	229.2	252.031	218.79	280.3400
								5
241.3	241.3	6	0.131	-1.122	241.3	261.079	228.181	289.4247
								8
248.9	248.9	7	0.155	-1.016	248.9	269.318	236.725	297.7509
								8
250.5	250.5	8	0.179	-0.921	250.5	276.979	244.654	305.5460
								9
266.8	266.8	9	0.202	-0.833	266.8	284.212	252.12	312.9589
								3
277.5	277.5	10	0.226	-0.751	277.5	291.122	259.228	320.0937
								5
295.7	295.7	11	0.250	-0.674	295.7	297.785	266.055	327.0276
								5
297.1	297.1	12	0.274	-0.601	297.1	304.259	272.66	333.8203
								2
314.9	314.9	13	0.298	-0.531	314.9	310.591	279.087	340.5199
								1
319.4	319.4	14	0.321	-0.463	319.4	316.819	285.376	347.1666
								7
332.2	332.2	15	0.345	-0.398	332.2	322.976	291.556	353.7954
								6
346.1	346.1	16	0.369	-0.334	346.1	329.09	297.656	360.4374
								6
351.9	351.9	17	0.393	-0.271	351.9	335.187	303.698	367.1214
								2
358.7	358.7	18	0.417	-0.210	358.7	341.289	309.705	373.8746
								4
368.8	368.8	19	0.440	-0.149	368.8	347.419	315.696	380.7237
								9
379	379	20	0.464	-0.089	379	353.6	321.691	387.6955
								7
380.6	380.6	21	0.488	-0.030	380.6	359.852	327.708	394.8173
								8
383	383	22	0.512	0.030	383	366.2	333.769	402.1193
								9
384.1	384.1	23	0.536	0.089	384.1	372.675	339.9	409.6416
								2
401.3	401.3	24	0.560	0.149	401.3	379.305	346.125	417.4204
								8
403.5	403.5	25	0.583	0.210	403.5	386.119	352.465	425.4952
								3
406.4	406.4	26	0.607	0.271	406.4	393.148	358.949	433.9106
								9
417.5	417.5	27	0.631	0.334	417.5	400.431	365.605	442.7187
								7
427	427	28	0.655	0.398	427	408.011	372.469	451.9806
								3
444.6	444.6	29	0.679	0.463	444.6	415.94	379.581	461.7694
								1
445.8	445.8	30	0.702	0.531	445.8	424.281	386.99	472.1741
								8
455	451.4	31	0.726	0.601	451.4	433.111	394.757	483.3053
								2
451.4	455	32	0.750	0.674	455	442.527	402.956	495.3025
								4
457.2	457.2	33	0.774	0.751	457.2	452.655	411.685	508.3467
								3
457.6	457.6	34	0.798	0.833	457.6	463.66	421.071	522.6785
								7
476.1	476.1	35	0.821	0.921	476.1	475.768	431.286	538.6287
								6
485.4	485.4	36	0.845	1.016	485.4	489.302	442.577	556.6701
								5

506.1	506.1	37	0.869	1.122	506.1	504.744	455.31	577.5138 7
510.2	510.2	38	0.893	1.242	510.2	522.864	470.064	602.3033 5
553.1	553.1	39	0.917	1.383	553.1	545.012	487.857	633.0572 5
554.6	554.6	40	0.940	1.559	554.6	573.913	510.72	673.8809 4
560.4	560.4	41	0.964	1.803	560.4	616.57	543.845	735.4445 7
567.1	567.1	42	0.988	2.261	567.1	705.264	610.829	867.8444 3

Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0.2	-0.841	283.505171 1	251.391 3	312.231626 9	283.505	0.200	1.3
0.5	0.000	363.012242 3	330.731 7	398.443453 4	363.012	0.500	2.0
0.8	0.841	464.816496 1	422.051 7	524.194296 5	464.816	0.800	5.0

Figure II.2: Ajustement de la station de Médéa à la loi de Galton.**Le choix d'ajustement :**

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique de l'échantillon, ne représente qu'approximativement l'échantillon étudié, l'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement.

On remarque que la loi Normale présente une adéquation meilleure que la loi Log normale.

Détermination de l'année de calcul :

Puisque la loi de Gauss est la plus adéquate, alors que l'estimation de la pluviométrie moyenne mensuelle représentative de la région pour l'année sèche de fréquence 80% en utilisant la formule suivante sera :

$$P_{\text{moy}} 80 \% \text{ de chaque mois} = P_{\text{moy}} \text{ de chaque mois} \times \frac{P_{\text{théorique}} (80\%) \text{ Annuelle}}{P_{\text{théorique}} (50\%) \text{ Annuelle}}$$

$$P_{20\%} = 289,777179$$

$$P_{50\%} = 377,957153$$

Donc les valeurs de $P_{i_{\text{sec}} 80\%}$ devient comme suit :

Tableau II.5 : Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul

Mois	Sept	oct	Nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	Juin	Juil	aout	Annuel
$P_{80\%}$	21,2	23,1	29,9	32,9	37,3	35,9	34,8	30,9	26	7,5	4,4	5,7	289,6

CONCLUSION :

L'application de test d'homogénéité de Wilcoxon sur la série pluviométrique moyenne annuelle de station Médéa confirme l'homogénéité et la fiabilité de la série.

L'utilisation de logiciel Hydrolab, nous a permis l'élaboration des analyses statistiques les plus courantes en hydrologie avec un ajustement aux lois de Gauss (loi Normale).

Introduction:

L'étude pédologique permet de déterminer le niveau de fertilité des sols et de chercher les moyens et les méthodes visant à les mettre en valeur pour un accroissement conséquent de la production agricole et de définir les sols destinés à l'irrigation.

Avant d'entamer notre étude, il faut d'abord localiser et quantifier l'eau nécessaire à l'irrigation.

Pour cela et à travers ce chapitre on va présenter les ressources en eau qui peuvent alimenter notre zone d'étude.

Ressources en sol :

Une seule classe de sol a été distinguée d'après la prospection pédologique confrontée aux résultats analytiques, la classe des sols peu évolués qui se développe sur quatre secteurs de la superficie délimitée du périmètre, on a :

*les sols peu évolués d'érosion ;

*les sols peu évolués d'apport alluvial : sols verdiques =45,5 ha.

*les sols peu évolués d'apport alluvial : sols modaux =100 ha.

Classe des sols peu évolués :

Les sols peu évolués de type AC sont formés d'un horizon humifère reposant directement sur le matériau d'altération ou sur les alluvions d'apport, il s'agit donc d'une matière peu altérée, les sols sont différenciés.

La faible teneur en matière organique des sols décrits est liée au matériau de dépôts récents.

Les sols sont riches en éléments fins ce qui leur incombe la texture fine, la teneur en calcaire total et actif est moyenne, la structure est faiblement développée dans l'horizon de surface.

Il a été distingué :

- Sous-classe ; sols d'apport non climatique
Groupe : d'apport alluvial
Sous groupe : verdique
Groupe : d'apport colluvial
Sous groupe : modal

Chapitre III :Ressources en eaux et en sols

Ces sols peu évolués appartiennent à la sous –classe des sols d’origine non climatique. L’étude du terrain a permis de distinguer le groupe suivant :

Groupe des sols peu évolués d’apport alluvial :

Ces sols présentent les caractères généraux suivants :
faible différenciation du profil Altération minérales réduites.
Structure mal individualisée, peu développé généralement.
Grande porosité et bonne aération superficielle.
Une texture fine et presque comme à ce type de sol

❖ **Sous groupe : Modal**

Ces sols ne présentent pas de caractères, spécifiques secondaires (absence salinité, de caractère hydro morphes) appartiennent au sous groupe : Modal -Au niveau inférieur de la classification ; les sols se différencient au niveau de la famille et surtout du type, lequel est déterminé par la texture de l’horizon supérieur.

Sols peu évolués –d’apport non climatique – d’apport alluvial –modal – sur alluvions récents –profond –limono argileux.

Tableau III.1 : Granulométrie et matière organique :

Horizons (Cm)	Granulométrie (%).					Matière organique (%).			
	A	Lf	Lf	Sf	Sg	Mo	C	N	C/N
0-50	42.0	32	18.0	6.0	1.5	0.30	1.79	0.11	16
50-90	44.0	33	17.0	5.0	0.8	0.22	1.29	0.12	11
90-140	47.0	33	15.0	4.0	0.6	0.22	1.29	0.10	13

La porosité :

La porosité qui présente le volume des vides par rapport au volume totale du sol; Des essais faits indiquent que la densité apparente des profils est comprise entre 1.30-1.60 et la densité réelle est comprise entre 2.37 et 2.56 d’où une porosité de 36 et 49%.

Ressources en eau:

- ❖ Le périmètre d’Oued Lahreche sur la sortie de Médéa se distingue par des déversements d’affluents des deux rebords tout le long du périmètre.
- ❖ La source essentielle pour irriguer le périmètre est l’eau de la station d’épuration de la ville de Médéa.

- ❖ le périmètre étudié fait partie du bassin hydrographique de la Soummam, il est drainé par plusieurs oueds ; dont le plus important est l'oued Ben loulou dont le débit est variable suivant les saisons, son écoulement est presque permanent avec un faible débit,

Cet oued qui est court le long de la zone d'étude dans la partie Nord, est alimenté en période pluvieuse ainsi que oued Mellah et oued El Goléa, les écoulements de plusieurs Chaâbets, dont les plus importantes sont celles de Métrage et Meharzia qui descendent des hauteurs de la limite Nord du périmètre d'étude et ceux de Loualouia Snoubria ; oued lakehal, oued Bou Draa qui traversent le périmètre des versants sud ou Nord et Nord-est. Ces oueds jouent le rôle de drain pour les sols à texture fine et très fine de la région.

Les cours d'eau, peu importants ont une direction Sud-est les lits des oueds sont profonds et stables, signe de l'arrêt de la sédimentation fluviale, les pentes généralement inclinées vers le Nord, oscillent de 1 à 3 %.

Station d'épuration :

Les eaux usées quelle que soit leur origine, sont généralement chargées en éléments indésirables, qui selon leur quantité et selon leur composition, représentent un danger réel pour les milieux récepteurs ou leurs utilisateurs. L'élimination de ces éléments toxiques exige de concevoir une chaîne de traitement.

Toute fois, avant de concevoir tout procédé d'épuration, il est impératif de caractériser l'effluent à traiter, qualitativement et quantitativement.

Les eaux résiduaires et industrielles urbaines, contiennent de nombreuses substances avec des titres différents qui peuvent constituer des dangers de diverses natures pour leur utilisateur et les milieux récepteurs.

L'élimination de tous ou une partie de ces éléments constitutifs des eaux résiduaires est imposée par l'amoindrissement des risques de nuisance associés à l'évacuation de ces éléments vers le milieu récepteur. [2]

- **Localisation et description de la station d'épuration :**

La station d'épuration est située au bord de l'oued Lahreche, dans une zone relativement enclavé entre collines.

Le site choisi est largement suffisant pour la station projetée et une éventuelle extension dans le futur.

Les eaux usées arrivent gravitairement de la ville de Médéa par un collecteur unique dont la réalisation est prévue en parallèle avec celle de la station d'épuration.

Chapitre III :Ressources en eaux et en sols

Les réseaux d'égout sont du type unitaire. Plusieurs déversoirs d'orage sont prévus sur les principaux collecteurs afin de limiter le débit d'entrée à la station en temps de pluie à $3,245 \text{ m}^3/\text{s}$ en première phase (horizon 2010) et $4,875 \text{ m}^3/\text{s}$ (horizon 2020).

Le collecteur principal est dimensionné pour la phase finale mais les déversoirs d'orage devront être recalibrés en phase finale pour admettre à la station le débit prévu.

Figure III.1 : Situation de station d'épuration



Caractéristiques des eaux : [4]

Caractéristiques des eaux brutes: à l'entrée de la STEP

Tableau III.2 : Caractéristiques des eaux brutes

Horizon 2010	Horizon 2020
--------------	--------------

Chapitre III :Ressources en eaux et en sols

DBO5	8,775	Kg/j	10,730	Kg/j
MES	11,375	Kg/j	13,650	Kg/j
DCO/DBO5	≤2,5		≤2,5	
PH	Compris entre 6,5 et 8			

Caractéristiques des eaux usées épurées : à la sortie de la STEP Les caractéristiques de l'effluent sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Caractéristiques de l'effluent

*DCO	Inferieure ou égale à 90mg/l sur 24h Inferieure ou égale à 120 mg/l sur 2h
*DBO5	Inferieure ou égale à 30mg/l sur 24 Inferieure ou égale à 40 mg/l sur 2h
*MES	Inferieure ou égale à 30mg/l sur 24 Inferieure ou égale à 40 mg/l sur 2h
*PH	Compris entre 6,5 et 8

- Système d'épuration:

La station fonctionne à une faible charge massique suivant le processus d'une aération prolongée afin d'obtenir une bonne efficacité d'élimination de la DBO, la stabilisation des boues s'effectue dans le bassin d'aération.

Le débit admis au traitement suit la filière suivante :

Prétraitement:

Dégrillage grossier :

Les eaux usées sont admis directement au dégrillage grossier constitué d'un canal de 1,5m dans lequel est disposée une grille grossière avec un espacement entre barreaux de 50mm permettant d'enlever les débris volumineux.

Les refus de grille sont remontés à l'aide d'un râteau qui a des dents avec un écartement de 50mm dans un bac d'égouttage installé à la partie supérieure de la grille.après égouttage ,les refus sont repris par une fourche et déposés dans le conteneur de refus de grille.

Dégrillage fin :

Le canal de dégrillage grossier se prolonge par le dégrillage fin.

Il y a trois grilles : deux mécanisées et une manuelle en by-pass.

Le radier des deux grilles mécanisées qui ont un espacement entre barreaux de 15 mm est calé de manière à ce que les deux canaux de dégrillage d'une largeur de 1,2 m se vident en cas de débit nul.

Dessablage / Déshuilage :

Cette double opération se fait dans un ouvrage circulaire, à effet centrifuge. Un système By Passe permet d'isoler l'ouvrage. C'est utile pour les travaux de maintenance, et pour les périodes de l'année où le dessablage n'est pas nécessaire.

Traitement biologique:

La stabilisation des boues dans le bassin d'aération nécessite un apport supplémentaire d'oxygène pour la nitrification, c'est pour cette raison on fait appel aux processus aérobies qui provoquent le développement des bactéries (une oxydation directe des matières organiques des eaux usées à partir d'oxygène dissous dans l'eau).

Le procédé à boues activées consiste en un réacteur biologique aérobie où l'on provoque le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de flocons appelés bio flocons. Le réacteur est alimenté en eau polluée et le mélange eau usée-bio flocons est appelé liqueur mixte qui est maintenue dans un régime turbulent par un système d'aération (turbine).

Après un temps suffisamment long, la liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur mécanisé appelé aussi décanteur secondaire. Durant cette phase, une séparation s'effectue par gravité améliorée par un mécanisme de raclage.

Afin de maintenir une quantité suffisante de micro-organismes aérobies (matière active), la plus grande partie des boues décantées sont recyclées à l'entrée du réacteur biologique. Le maintien d'une concentration adéquate dans le bassin d'aération permet d'optimiser l'apport d'oxygène car la matière active qui va provoquer la diminution et l'élimination de la pollution.

Traitement des boues:

Une partie des boues qui se dépose sur le radier du décanteur secondaire, appelée boues en excès, avant d'être rejetée dans le milieu naturel ou d'être éventuellement réutilisées sera dirigée vers le traitement des boues : épaissement puis déshydratation sur lits de séchage ou déshydratation mécanique sur filtre à bandes.

Et voici quelques photos prise de la station d'épuration :

Figure III.2 : photos de la station d'épuration







III.7- Qualité des eaux :

Tableau III.4 : Résultats des analyses STEP de Médéa.

Paramètres	Concentrations moyennes (Eaux Brutes)	Concentrations moyennes (Eaux usées épurées)
Ph	7,28	7,66
Conductivité (mmhos/cm)	1,355	2,241
Ca ⁺⁺ (mg/l)	--	105
Mg ⁺⁺ (mg/l)	--	85
Na ⁺ (mg/l)	--	52
MES 105 °C (mg/l)	--	5,40
DCO (mg O ₂ /l)	979,20	139,20
DBO ₅ (mg O ₂ /l)	470,00	5,00
O-PO ₄ (mg/l)	6,03	4,23

III.8-Classification des eaux pour l'irrigation:

/Classification mondiale (F.A.O):

La classification donnée en fonction de la concentration des sels

1 g/l	bonne irrigation
1 – 3 g/l	faiblement salée
3 – 5 g/l	Moyennement salée
5 – 10 g/l	fortement salée
> 10 g/l	extrêmement salée

Classification Russe:

Elle distingue trois classes qui sont basées sur la concentration des sels

0.2-0.5 g/l	l'eau est de meilleure qualité
1.0-2.0 g/l	l'eau comportant des risques de salinité
3.0-7.0 g/l	l'eau ne peut être utilisée pour l'irrigation qu'avec un lessivage et un drainage.

Classification Américaine:

La classification est basée sur deux paramètres C.E à 25°C et S.A.R

*** la conductivité électrique C.E :**

C1 C.E<0,250 mmhos/cm (<0.2g/l): l'eau à faible salinité, elle ne posera aucun problème sur la plus part des sols et des cultures.

C20,250<C.E<0,75 mmhos/cm (0.2-0.5g/l): l'eau à salinité moyenne

C30,750<C.E<2,250 mmhos/cm (0.5-1.5g/l): l'eau à forte salinité, et dit inutilisable sur un sol faiblement drainé, elle n'est autorisée que sur un sol bien drainée et sur des cultures tolérantes.

C42,250 < C.E < 5.00 mmhos/cm (1.5-33g/l): l'eau à très forte salinité et inutilisable pour les conditions normales ; elle n'est autorisée que si on pratique un lessivage intense et sur des cultures très tolérantes.

C5C.E > 5.0 mmhos/cm (> 3g/l): l'eau est inutilisable sauf sur sable drainé et pour les palmiers et dattiers.

*** le coefficient d'adsorption du sodium S.A.R :**

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

$$S.A.R = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}}$$

Avec : Na^+ , Ca^{++} et Mg^{++}meq /l

Elle distingue quatre classes:

S1**S.A.R < 10** :L'eau contenant une faible quantité de sodium, peut être utilisée pour l'irrigation de presque tous les sols sans qu'il y ait à craindre que des difficultés ne surgissent du point de vue alcalinisation.

S2 **10 < S.A.R < 18** : Les eaux contenant une quantité moyenne de sodium, peuvent présenter quelques difficultés dans les sols à texture fine, à moins qu'il n'y ait du gypse dans le sol .ces eaux peuvent être utilisées sur des sols à texture grossière ou sur des sols organiques qui absorbent bien l'eau.

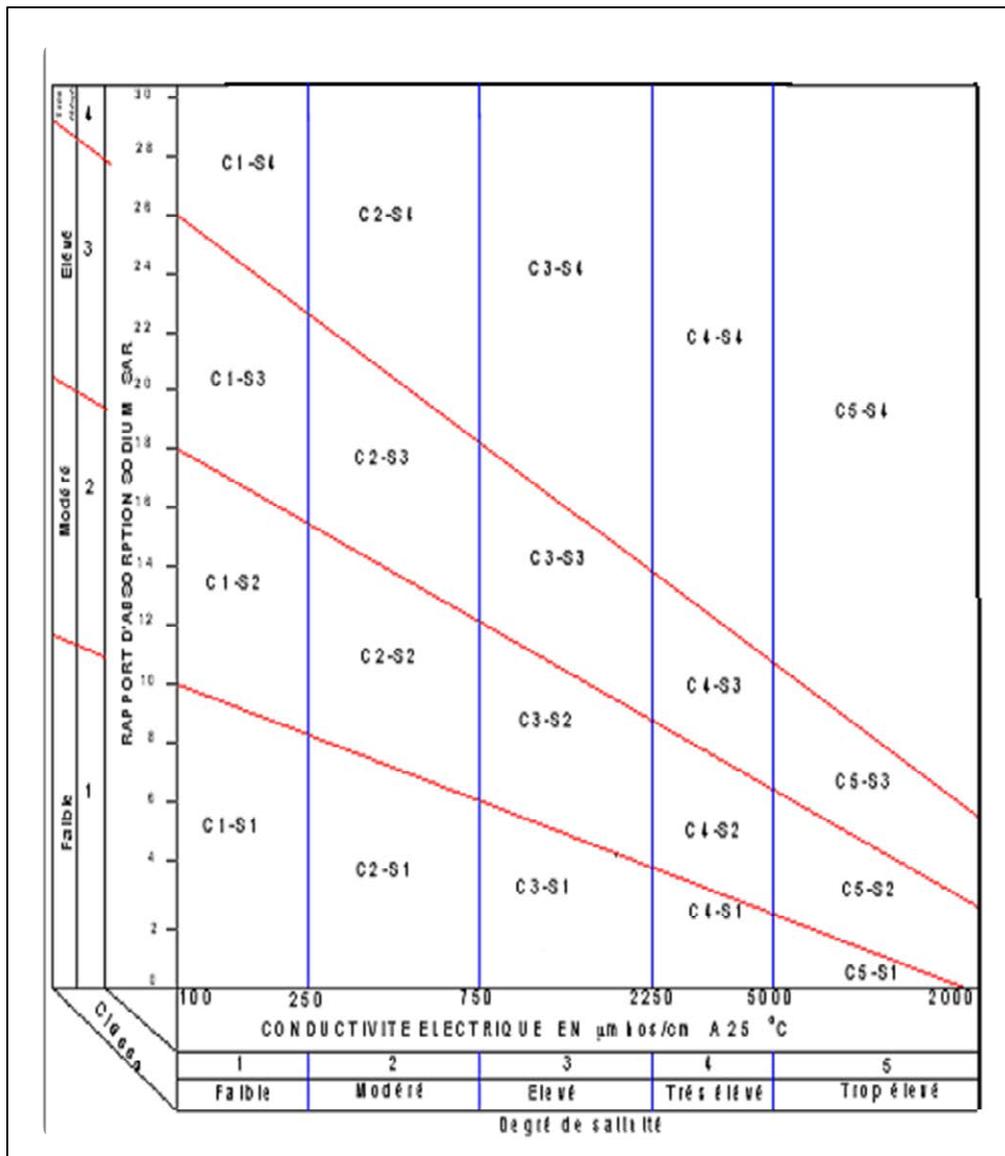
S3 **18 < S.A.R < 26**: Les eaux contenant une quantité de sel élevée, peuvent provoquer des difficultés dans la plupart des sols et ne peuvent être employées qu'avec des précautions spéciales : bon drainage, lessivage important et addition de matières organiques .S'il y a une forte quantité de gypse dans le sol, il peut ne pas surgir de difficultés pendant quelques temps. S'il n'y a pas de gypse, il faut ajouter un amendement chimique exerçant le même effet.

S4**S.A.R > 26**:Les eaux contenant une quantité très élevée de sodium, sont généralement impropres à l'irrigation, sauf pour un degré de salinité moyen ou faible, lorsque l'usage de gypse ou amendements analogues permettent l'utilisation.

Détermination du S.A.R:

$$S.A.R = \frac{52}{\sqrt{\frac{105 + 85}{2}}} = 5,33$$

Figure III.3 : Diagramme de classification des eaux d'irrigation



III.9 Interprétation des résultats des analyses:

Pour donner un aperçu sur la qualité de l'eau, nous avons utilisés les prélèvements effectuées à la station hydrométrique de Médéa. Le SAR moyen obtenu : 5.33 meq/dm³. La conductivité moyenne : 2.24 mmhoms/cm. La projection du SAR moyen et la conductivité moyenne sur l'abaque de RIVERSIDE montre que l'eau est à la limite de la classe C2S1 ; cela implique que les risques de salinité est faible c'est-à-dire appartient à la classe S1. ce sont des eaux faiblement alcalines et peuvent être utilisées du point de vue alcalin pour tous les sols avec peu de danger de donner un taux de Na échangeable qui est nocif pour les sols et pour les plantes.

Il ressort que l'eau de l'oued Mellah n'est pas conforme à 100% aux normes de l'irrigation, mais peut être considérée comme bonne (concentration des matières minérales <2000) avec une légère restriction sur l'utilisation ; l'analyse de l'eau lors de son exploitation pour répondre à certaines incertitudes concernant la salinité est fait par un programme régulier.

CONCLUSION:

L'analyse de la qualité des sols de la zone d'étude montre qu'une seule classe de sols a été identifiée à savoir les Sols peu évolués.

La réutilisation des eaux usées est une technique qui nous permis de mobiliser d'importantes ressources pour couvrir le déficit en eau d'irrigation des cultures agricoles et atteindre un rendement agricole appréciable et cette réutilisation a pour objectif principal la production des quantités complémentaires en eau pour différents usages afin de combler des déficits hydriques et de trouver des sources d'eau alternatives pour l'irrigation vu la rareté croissante de l'eau.

L'eau épurée des stations d'épuration de Médéa répond aux normes de l'eau d'irrigation.

Définition :

L'irrigation est l'ensemble du nombre de doses et des dates d'arrosage qu'il faut appliquer aux cultures cultivées, au cours de toute leur période de végétation, dans le but de compenser le déficit hydrique dans la couche active du sol.

Besoins en eau des cultures :

La première étape de l'établissement d'un projet d'irrigation consiste à déterminer les besoins en eau des cultures.

En termes généraux, le besoin en eau d'une culture est équivalent au niveau d'évapotranspiration nécessaire à sa croissance optimale.

De façon précise, le besoin en eau est défini comme le niveau d'évapotranspiration d'une culture indemne de maladie et poussant dans une parcelle d'une surface supérieure à un hectare dans les conditions optimales de sol ; ces dernières consistent en une fertilité et une humidité suffisante pour atteindre le potentiel de production de la culture.

Détermination de l'évapotranspiration :**IV.3.1 Définition :**

La quantité d'eau donnée à la plante n'est pas entièrement absorbée, l'eau qui constitue la plante est libérée par transpiration à travers l'appareil foliacé, le reste est évaporé par le sol dont l'ensemble de ces deux actions est l'évapotranspiration. Cette dernière représente la quantité d'eau perdue sous forme de vapeur à partir d'une surface couverte de végétation.

On distingue deux types d'évapotranspiration:

Evapotranspiration potentielle ETP :

L'évapotranspiration potentielle ETP définie comme l'ensemble des pertes en eau d'un couvert végétal abondant bien alimenté en eau lorsque l'énergie (évaporation de l'atmosphère) est le seul facteur qui limite cette évaporation.

On peut aussi définir l'ETP comme l'évapotranspiration d'un couvert végétal présentant un développement foliaire maximum (un stade de pleine croissance) couvrant bien le sol ; ce dernier étant à la capacité au champ.

Evapotranspiration réelle ou de culture (ETM):

Pendant une période déterminée (jour, mois, cycle végétatif complet) chaque parcelle va perdre par transpiration et évaporation directe, une certaine quantité d'eau appelée évapotranspiration réelle ETM. Celle-ci peut être bien sûr inférieure ou égale à l'ETP.

L'évapotranspiration d'une culture, ETM se calcule en multipliant l'évapotranspiration de référence ETP par un coefficient cultural, K_c .

$$ETM = K_c \times ETP$$

Avec:

K_c : Représente le coefficient cultural, dépendant du type de la culture et de son stade de développement et les conditions climatiques.

Facteurs limitant d'évapotranspiration réelle ETM :

L'ETM dépend principalement de trois facteurs:

- a) **le climat** : la pluviométrie, insolation, luminosité, humidité relative et la température...
- b) **la plante** : à savoir
 - Nature de la plante (les espèces et les variétés de la plante)
 - Phase de croissance de la plante
 - Densité de la couverture végétale
- c) **le sol** : principalement la texture.

Méthodes d'évaluation de l'évapotranspiration :

On distingue généralement deux méthodes:

les méthodes directes:

- a) l'évapotranspiromètre ou cuve lisymétrique : l'appareil sert à mesurer l'évapotranspiration en un lieu donné du sol nu ou plus généralement d'un couvert végétal.
- b) l'évaporomètre de piche: il s'agit d'un tube de verre rempli d'eau et fermé à son extrémité inférieure par une rondelle de papier buvard ; la tranche d'eau évaporée à partir de celle-ci se lit directement sur les graduations du tube.
- c) le bac évaporant : cet appareil très simple, permet de mesurer directement l'évapotranspiration d'une nappe d'eau libre. Sous réserve qu'il soit correctement installé, il permet d'obtenir une bonne estimation de l'ETP.

les méthodes indirectes:

Ces méthodes permettent de calculer l'ETP à partir des formules ne comportant que des données climatiques. Celles-ci ont l'avantage d'être en général facilement applicable dans de nombreuses régions.

Par mis ces formules, on peut citer : la formule de turc, celle de blaney et criddle, formule de penman. Mais ces formules ne sont pas toutes équivalentes, elles variaient selon les paramètres utilisés et des régions climatiques ou elles ont été établies.

-les formules les plus utilisées en Algérie sont celles de:

turc (France 1960) et penman (Angleterre 1948), Blaney–criddle (U.S.A 1945)

Cette dernière est utilisée pour notre étude.

a)Formule de Blaney-Criddle :

$$ETP = (0,457T + 8,13) * K * P$$

Avec :

ETP : Evapotranspiration potentielle en (mm/jour)

P : Pourcentage de la durée mensuelle de l'éclairement rapporté à la durée annuelle et ne dépend que de la latitude.

K : Coefficient variant en fonction de la culture et de la zone climatique
 T : Température moyenne mensuelle en (°c)

b) PENMAN & MOTHEIT modifiée :

En Angleterre, précisément en 1948, *Penman&Motheit* ont proposé une étude théorique de l'évapotranspiration en reliant inséparablement l'énergie solaire incidente. Cette formule est limitée ou bien incomplète, du fait que cette dernière ne prend pas en considération l'effet de quelques paramètres météorologiques.

Les expériences ont montré que la formule telle qu'elle est, s'applique mieux dans les régions humides, non loin de l'océan et essentiellement recouverte de végétation, que dans les zones arides ou semi-arides de faible humidité.

Pour cela, nous adoptons la nouvelle formule de M^f *Penman&Motheit* modifiée, qui prend en compte l'effet du paramètre vent, ainsi que les corrections supplémentaires qui tiennent compte des conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

L'expérience a montré que l'expression obtenue, prédit de près, l'évapotranspiration de référence, non seulement dans des régions humides et fraîches comme en Angleterre, mais aussi dans des zones très chaude et semi-aride. La formule de M^f *Penman&Motheit*, modifiée, se présentant comme suit :

$$ET_0 = C * [W * Rn + (1 - W) * F(u) * (ea - ed)]$$

Où :

ET_0 : Représente l'évapotranspiration de référence, exprimées en mm/jour.

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

Rn : Rayonnement net en évaporation équivalente, exprimé en mm/jour.

$F(u)$: Fonction liée au vent.

ea : Tension de vapeur saturante à la température moyenne de l'air, en millibars.

ed : Tension de vapeur réelle moyenne de l'air, exprimée en millibars.

La différence $(ea - ed)$ constitue le facteur de correction, afin de compenser les conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

Le calcul de l'évapotranspiration de référence est effectué à l'aide d'un logiciel appelé CROPWAT 8 .

Pour l'exploitation du logiciel, nous devons fournir les données climatiques mensuelles de la 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 m /s

Les résultats de l'évapotranspiration de référence ETP calculés à l'aide du logiciel CROPWAT 8 sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Evapotranspiration de référence (ETP) de la zone d'étude selon Penman Monteith

Evapotranspiration de référence (ETP) (Penman et Monteith)							
Pays: ALGERIE				Station climatique : Médéa			
Mois	Min Temp °C	Max Temp °C	Humidité %	Vent km/jour	Insol Heurs	Radiation MJ/m ² /jour	ETP mm/jour
Janvier	3.2	10.3	65	305	5.2	9.0	1.73
Février	2.7	10.7	55	366	5.6	11.5	2.49
Mars	5.2	14.3	46	410	5.9	14.6	3.74
Avril	6.9	17.7	49	366	4.7	15.4	4.22
Mai	9.4	21.4	63	366	4.1	15.9	4.31
Juin	13.7	27.1	70	285	2.9	14.6	4.39
Juillet	17.0	32.2	79	305	1.6	12.5	4.43
Aout	17.0	31.8	81	326	2.0	12.1	4.22
Septembre	14.6	27.0	80	305	3.4	12.2	3.44
Octobre	9.8	21.1	76	264	3.8	10.4	2.54
Novembre	7.3	14.7	71	346	4.9	9.2	2.02
Décembre	3.2	9.7	70	305	5.1	8.3	1.46
Année	9.2	19.8	67	329	4.1	12.1	3.25

L'occupation des sols :

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

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

L'occupation des sols retenue pour le projet est donnée par le tableau suivant

Tableau IV.2 : Occupation de l'aire d'étude

Cultures	Surface (ha)
Blé	22.75
Pommier	39
Vigne	61
Bersim	22.75

Besoins en eaux du périmètre :

Le besoin en eau d'irrigation ou la consommation en eau de la culture définie comme la hauteur d'eau (mm) consommé par l'évapotranspiration de la culture.

IV.5.1 Le bilan hydrique :

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique

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

Avec : B : besoin en eau d'irrigation (mm)

E.T.P : évapotranspiration (mm / jour)

RFU : réserve facilement utilisable

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

Avec : Y : degré de tarissement

Da : densité apparente

Z : profondeur d'enracinement mm

H_{cc} : humidité à la capacité au champ

H_{pf} : humidité au point de flétrissement

P_{eff} : pluie efficace

L'irrigation est fait lorsque $B < 0$

La pluie efficace:

La pluie efficace est définie comme étant la fraction des précipitations contribuent effectivement à la satisfaction des besoins de l'évapotranspiration de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface, et par percolation en profondeur. Ces pertes sont estimées de 20 % de la pluie tombée en utilisant la formule à pourcentage fixe :

$$P_{\text{eff}} = A * P$$

Avec :

$0,7 < A < 0,9$ et comme notre périmètre se caractérise par un climat semi-aride

Donc on prend $A=0,8$.

Pluie efficace (P_{eff}) = 80 % de la pluie moyenne mensuelle.

Les valeurs moyennes mensuelles de P_{eff} sont calculées à l'aide de logiciel CROPWAT et les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 3 : Précipitation efficace dans le zone d'étude.

<i>Mois</i> \ <i>(mm)</i>	P_{80%}	P_{eff}
Janvier	37,3	35,1
Février	35,9	33,8
Mars	34,8	32,9
Avril	30,9	29,4
Mai	26	24,9
Juin	7,5	7,4
Juillet	4,4	4,4
Aout	5,7	5,6
Septembre	21,2	20,5
Octobre	23,1	22,2
Novembre	29,9	28,5
Décembre	32,9	31,2

calculs de RFU :

Le tableau suivant donne les résultats le calcul du RFU :

Tableau IV. 4: les données de bases.

Cultures	Texture du sol	RU (mm/m)	Y (m)	Z	RFU (mm)
Céréales/ Fourragères	Argilo-limoneuse	210	0,8	2/3	112
Arboricultures	Argilo-limoneuse	210	1	2/3	140

Estimation des besoins en eau :

Les résultats de calcul pour les différentes cultures sont indiqués dans les tableaux suivants :

a) **Blé dur :**

Tableau IV.5 : Besoins en eau du blé dur

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
ETP mm/j	3,44	2,54	2,02	1,46	1,73	2,49	3,74	4,22	4,31	4,39	4,43	4,22
K _c			0,3	0,5	0,7	0,75	0,8	0,95	1,1			
ETM Mm			18,2	22,6	37,5	52,3	92,8	120,3	147			
P _{eff}	20,5	22,8	28,5	31,2	35,1	33,8	32,9	29,4	24,9	7,4	4,4	5,6
RFU			112	112	112	112	112	112	112			
B			122,3	120,6	109,6	56,5	16	-90,9	-122,1			

b) **pommier :**

Tableau IV.6 : Besoins en eau du pommier

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
ETP mm/j	3,44	2,54	2,02	1,46	1,73	2,49	3,74	4,22	4,31	4,39	4,43	4,22
K _c	0,6	0,55	0,45	0,4	0,35	0,35	0,5	0,65	0,68	0,95	0,9	0,8
ETM mm	64	41,9	28,2	17,5	18,8	24,4	58	82,3	90,9	125	123,6	104,6
P _{effmm}	20,5	22,8	28,5	31,2	35,1	33,8	32,9	29,4	24,9	7,4	4,4	5,6
RFU	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140
B mm	-43,5	-19,1	140,3	153,7	156,3	149,4	44,9	17,1	-21	-117,6	-119,2	-99

c) vigne :

Tableau IV.7 : Besoins en eau de vigne

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
ETP mm/j	3,44	2,54	2,02	1,46	1,73	2,49	3,74	4,22	4,31	4,39	4,43	4,22
K _c	0.6	0.5	0.35	0.2	0.2	0.25	0.3	0.5	0.7	0.8	0.8	0.75
ETM Mm	64	38.1	22	8.76	10.8	17.4	34.8	63.3	93.5	105. 4	110	98.2
P _{eff} mm	20,5	22,8	28,5	31,2	35,1	33,8	32,9	29,4	24,9	7,4	4,4	5,6
RFU	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140
B Mm	-43.5	-15.3	146.5	162.4	164.3	156.4	68.1	36.1	-23.6	-98	- 105.6	-92.6

d) Bersim :

Tableau IV. 8 : Besoins en eau des bersim

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
ETP mm/j	3,44	2,54	2,02	1,46	1,73	2,49	3,74	4,22	4,31	4,39	4,43	4,22
K _c			0,3	0,6	0,9	1	0,9	0,95				
ETM mm			18,2	27,2	48,3	69,7	104,3	120,3				
P _{eff} mm	20,5	22,8	28,5	31,2	35,1	33,8	32,9	29,4	24,9	7,4	4,4	5,6
RFU			112	112	112	112	112	112	112			
B mm			122,3	116	98,8	39.1	3.6	-90.9				

Tableau IV.9 : les besoins en eau mensuelles (mm) des cultures.

Mois/ Culture	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Blé dur			122,3	120,6	109,6	56,5	16	-90,9	-122,1			
Pommier	-43.5	-19.1	140.3	153.7	156.3	149.4	44.9	17.1	-21	-117.6	-119.2	-99
Vigne	-43.5	-15.3	146.5	162.4	164.3	156.4	68.1	36.1	-23.6	-98	-106	-92.6
Bersim			122,3	116	98,8	39.1	3.6	-90.9				
Total	-87	-34.4	531.4	552.7	529	401.4	132.6	-128.6	-166.7	-215.6	-224.8	-191.6

Les calculs font ressortir des besoins de pointe de : **2248 m³/ha** .

IV.6 Efficience de l'irrigation:

L'efficience d'irrigation est définie par le rapport entre le besoin d'eau strictement nécessaire à la culture et le volume d'eau à introduire dans le réseau d'irrigation.

La différence entre les deux volumes indique les pertes.

La formule utilisée pour l'estimation de l'efficience d'un réseau d'irrigation est donnée par l'expression suivante:

$$E_{ff} = E_t \cdot E_d \cdot E_u$$

Avec: E_{ff} : Efficience d'irrigation en (%)

E_e : Efficience de transport (%)

E_d : Efficacité de type de distribution en (%)

E_u : Efficacité de l'uniformité de la distribution.

L'évaluation exacte des pertes est très difficile et même presque impossible, suite des multiples variables qui interviennent.

On considère une efficience globale, produit entre les trois efficiences décrites ci-dessus égalé à 0,7.

Les besoins d'irrigation nets B_{nets} :

C'est le volume ou la hauteur d'eau d'irrigation théorique nécessaire pour obtenir une production optimale sur l'ensemble de la surface cultivée.

Les Besoins d'irrigation brute B_{bruts} :

C'est le volume ou la hauteur d'eau d'irrigation nécessaire en pratique y compris les pertes et les besoins de lessivage.

$$B_{bruts} = B_{nets} / E_{ff}$$

L'évaluation des besoins nets des cultures sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10: les besoins bruts des cultures.

CULTURES	Total (mm)	Total (m ³ /ha)	Surface (ha)	Besoins nets (m ³)	Besoins bruts (m ³)
Blé dur	211,7	2117	22,75	4816.75	68802.5
Bersim	288.9	2889	22,75	65724.75	9389.5
Vigne	354.8	3548	61	216428	309182.9
Pommier	242.3	2423	39	94497	134995.7
TOTAL	837.7	8377	145,5	1218853.5	1741219.3

D'après le tableau les besoins bruts en eau pour l'irrigation du périmètre sont estimés à environs 1,7 Mm³.

IV.9 Calcul de débit fictif continu :

C'est le débit qu'il faudrait donner aux cultures pour assurer les besoins en eau du mois de pointe.

Le débit fictif continu est donné par la formule suivante :

$$q_{sp} = (B_{pointe} * 10^4) / (K * E * D * 3600) \quad (l/s/ha)$$

Avec: q_{sp} : le débit spécifique ;

B_{pointe} : besoins du mois de pointe ;

E : nombres de jours du travail ;

D : nombres d'heures du travail ;

K : efficacité globale du système d'irrigation.

:

$$q_{sp} = (224,8 * 10^4) / (0,7 * 26 * 18 * 3600) = 1,9 \text{ l/s/ha} > 1,5$$

On remarque que le débit est supérieur à 1,5 ; donc on calcul le débit fictif continu avec les besoins maximales des différentes cultures.

$$q_{sp} = (122,1 * 10^4) / (0,7 * 26 * 18 * 3600) = 1 \text{ l/s/ha} < 1,5$$

Conclusion:

Dans ce chapitre on a calculé les besoins en eau des différentes cultures afin de déterminer le débit fictif continu et cela pour dimensionner le réseau d'irrigation.

Introduction :

Les réseaux collectifs de distribution par canaux à ciel ouvert sont généralement conçus en vue de la pratique de l'irrigation de surface au niveau des parcelles cultivées.

L'eau peut être répartie selon l'une des modalités suivantes :

- Elle est distribuée en continu en tête de chaque parcelle pendant toute la durée de la campagne d'irrigation. Lorsque le débit fictif continu est trop faible pour pouvoir être utilisé directement en irrigation de surface, l'agriculteur stockera l'eau dans un réservoir tampon et irriguera de manière discontinue avec un débit suffisant.
- Elle est distribuée au tour d'eau à chaque exploitation, qui reçoit à intervalles réguliers et pendant une durée déterminée et un débit fixé à l'avance et constant, le module directement utilisé pour la mise en œuvre de l'irrigation.

Ce sont les réseaux au tour d'eau qui sont le plus couramment réalisés.

Dans notre projet, on s'intéresse à la deuxième mode l'irrigation au tour d'eau.

L'inconvénient de ce mode est le respect de tour d'arrosage, qui nous mène à concevoir un organisme de contrôle.

Organisation du tour d'arrosage :**Module :**

Le module d'irrigation est l'unité de débit susceptible d'être délivré par le réseau en tête des parcelles à irriguer. Le module retenu doit être inférieur à la main d'eau qui représente le débit maximal qu'un irrigant est susceptible de mettre en œuvre.

Les valeurs adoptées pour les modules sont généralement comprises entre 20 et 80 l/s.

Tour d'arrosage à module fixe :

Dans le tour d'arrosage à module fixe, chaque irrigant disposera du module fixé à l'avance pendant une certaine durée et selon une périodicité déterminée.

Arrosage à module et périodicité variables

Le tour d'arrosage à module fixe est d'un principe extrêmement simple, mais présente deux inconvénients :

- nécessité d'un réglage des débits dérivés par chaque tertiaire au cours du tour d'arrosage, d'où un travail important ;
- rigidité des conditions de l'arrosage, mal adaptée à la diversité des besoins d'une polyculture comportant des plantes à profondeurs d'enracinement très variables.

Le développement des réseaux de distribution par conduites sous pression est, lié à la généralisation de l'irrigation goutte-à-goutte, dont la mise en place s'est progressivement généralisée, peuvent être caractérisés par les orientations suivantes :

- réseau collectif de distribution, constitué de canalisations enterrées, livrant l'eau sous pression aux différentes parcelles à irriguer par l'intermédiaire des bornes d'arrosage ; chaque irrigant disposera d'un lot individuel de matériel mobile avec lequel il organisera l'arrosage de sa parcelle, à partir de sa prise sur la borne ;

- distribution de l'eau à la demande, chaque irrigant étant libre d'utiliser le débit qu'il a souscrit, à toute heure du jour et de la nuit.

V.2 Plan de bornage :

Bornes et conditions hydrauliques de la desserte :

Les bornes d'irrigation constituent les points de liaison entre le réseau collectif des canalisations enterrées et l'ensemble des réseaux mobiles propres à chaque agriculteur et permettant la mise en œuvre de l'irrigation sur les différentes parcelles de culture.

Ces bornes peuvent être équipées d'une à six sorties (ou prises d'irrigation), chacune étant affectée à un agriculteur déterminé.

Le réseau mis en place devra assurer, au droit de chaque borne, une valeur minimale pour la pression dynamique disponible. Selon l'état hydraulique du réseau, la pression à l'amont de la borne variera entre la pression dynamique minimale et la pression statique. Afin d'assurer aux goutteurs une pression de fonctionnement stable.

Chaque prise est équipée d'un régulateur de pression qui dissipera l'excédent éventuel de charge.

Le débit à affecter à chaque prise sera fonction de la superficie devant être desservie et des cultures envisagées. Il sera supérieur au débit fictif continu (débit qui serait nécessaire si l'irrigation s'effectuait

24 heures sur 24 pendant la période de pointe, et dont l'importance est déterminée par les études préalables de besoin en eau), de manière à laisser à l'irrigant une certaine liberté quant à l'organisation de ses arrosages.

Plan de bornage :

Le plan de bornage est le plan d'implantation des différentes bornes du réseau. Il est le résultat d'un compromis entre l'intérêt des utilisateurs, qui souhaiteraient disposer d'une borne chacun, idéalement située par rapport à leur champ, et celui de l'organisme d'aménagement, qui cherche à en limiter le nombre, de manière à diminuer le coût du réseau collectif.

Le rayon d'action de chaque borne est limité à environ 200 à 300 m, afin d'éviter des pertes de charge trop considérables dans le matériel mobile. La base du regroupement des parcelles, sur une même borne, est le découpage des propriétés. Dans le cas de petites propriétés morcelées, on cherchera à implanter les bornes en limite de parcelles, de manière à pouvoir desservir plusieurs îlots d'exploitation (six au maximum) par la même borne. Pour les grandes propriétés, la borne sera implantée de préférence au centre de la zone à desservir.

V.3 Tracé ramifié du réseau :

Choix de tracé :

Pour le choix du tracé de la conduite d'adduction il sera tenu compte de certain impératif que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;

- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible;
- Eviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression ;
- Eviter les forêts, bois et zones marécageuses ;
- Eviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...).

➤ Principe

Il s'agit de relier le plus économiquement possible les différentes bornes du réseau à l'origine de celui-ci (réservoir de mise en charge, prise sur canal, station de pompage, etc.).

Le tracé recherché est un réseau ramifié.

La détermination du tracé est effectuée pragmatiquement si l'on s'impose de suivre les limites des parcelles, les chemins ou les routes comme on a travaillé dans notre projet. Mais, dans le cas contraire, il y a une infinité de solutions au problème, et il faut rechercher la solution de coût minimal.

❖ Calcul des débits à transiter :

Le tracé étant ainsi arrêté, il s'agit de déterminer le débit devant être transité par le réseau sur chacun de ses tronçons. On appelle nœud du réseau toute singularité (borne ou raccordement de deux conduites) et tronçon la canalisation joignant deux nœuds successifs. En un point quelconque, le débit maximal pouvant être appelé est égal à la somme des débits des prises situés à l'aval de ce point.

❖ Optimisation des diamètres des conduites :

Ayant ainsi déterminé, tronçon par tronçon, les débits de pointe à transiter, il faut ensuite calculer les diamètres des canalisations.

Il existe de nombreuses solutions satisfaisant aux contraintes techniques du problème, mais il convient de rechercher la solution de coût minimal.

Les données sont les suivantes.

- ✓ Tracé du réseau, dont longueur de chaque tronçon.
- ✓ Débit à transiter sur chaque tronçon ; notons que, dans le cas d'un fonctionnement à la demande, les débits calculés ne respectent pas la loi des nœuds ; le débit d'un tronçon amont sera généralement inférieur à la somme des débits des tronçons aval qu'il alimente ; le régime de débit pris comme base du calcul des diamètres est donc un régime fictif.
- ✓ Conditions aux limites aval, c'est-à-dire pour toutes les bornes cotes piézométriques minimales à assurer.
- ✓ Condition à la limite amont, c'est-à-dire cote piézométrique disponible à l'entrée du réseau.
- ✓ Vitesses minimale et maximale admises dans les tuyaux ; la fixation d'un seuil minimal de vitesse admise dans les conduites ne correspond pas véritablement à un impératif technique ; elle n'a pour objectif que d'introduire un seuil raisonnable pour le diamètre maximal envisagé pour transiter un débit donné.

Optimisation de l'ensemble adduction-réseau :

Le calcul d'optimisation d'un réseau est effectué sur la base d'une donnée, qui est la cote piézométrique disponible en tête du réseau.

Cette cote est effectivement imposée au projeteur dans le cas d'une adduction gravitaire à partir d'une prise sur un canal ou d'un réservoir.

- la station de pompage est équipée pour le débit de pointe du réseau et refoule l'eau par l'intermédiaire d'un réservoir surélevé ;
- une topographie favorable permet cette implantation avec une tour d'une hauteur acceptable, et le réservoir assure uniquement une fonction de régulation de la station de pompage.
- Une topographie particulièrement favorable permet de mettre en charge le réseau à partir d'un réservoir posé sur le sol, à proximité de la station de pompage ; il est généralement intéressant d'augmenter le volume de la réserve.

Le principe de cette variante, schématisée par la figure ci-dessous :

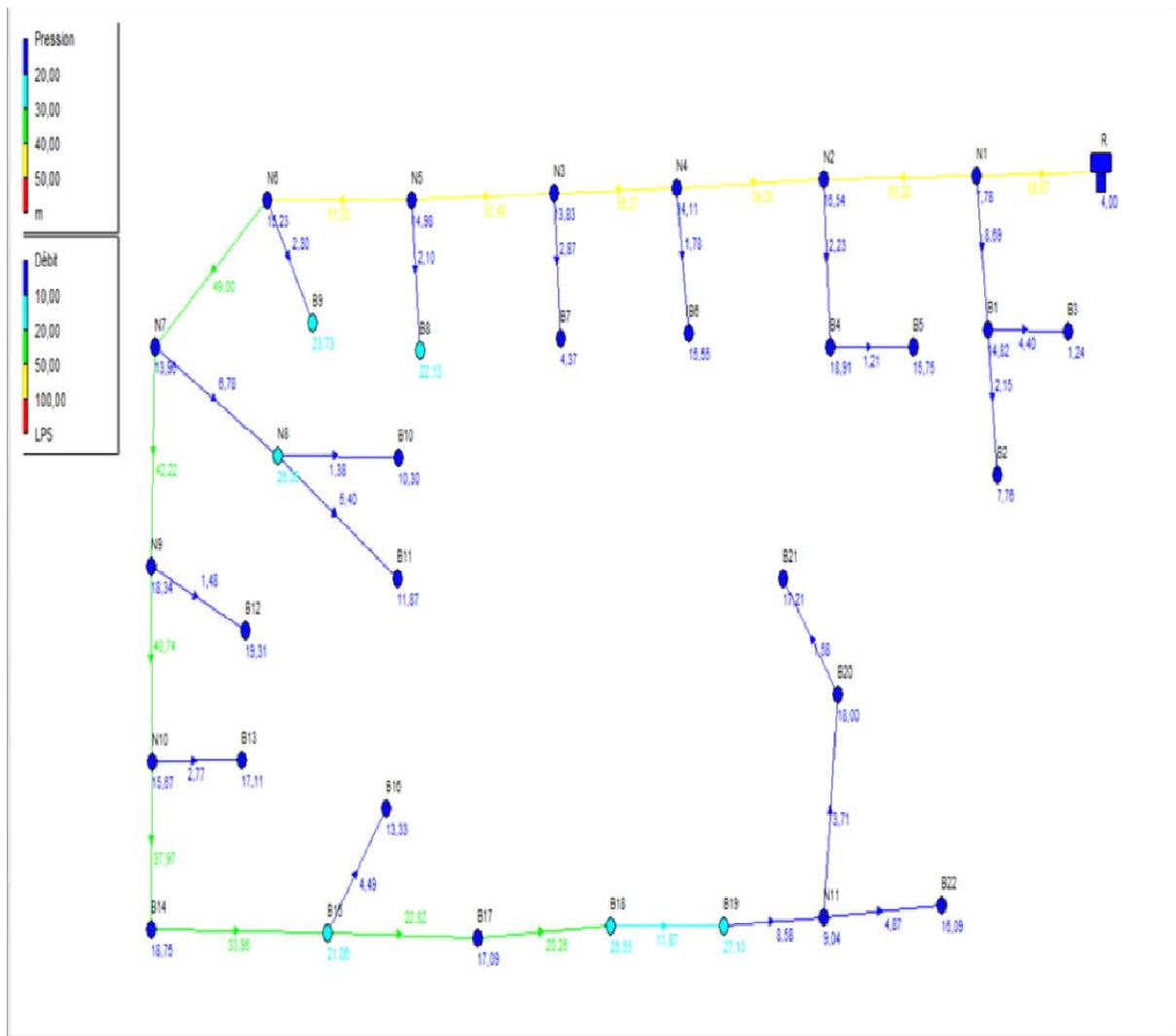


Figure V.1 : schéma du réseau ramifié

Dans la première étape, on a donné des valeurs arbitraire pour la vitesse mais de tel sorte à vérifier les conditions hydrauliques $V=(0,4-1,5)$ m/s , le calcul des débits de chaque tronçon du réseau après le calcul des débit de bornes d'une façon arbitraire $q_B=q_s*s$ on trouve les diamètres de ces derniers.

En suite, et à l'aide des données de bases :

- Altitude des bornes et nœuds ;
- Longueurs des tronçons ;
- Débits transis dans les tronçons ;
- Diamètres normalisés des conduites ;

Et cela pour la vérification des diamètres et le calcul des pressions, les pertes de charges, en utilisant le logiciel EPANET.

Les tableaux ci-dessous résument la méthodologie de calcul :

Tableau V.1 : diamètres calculées manuellement et les diamètres normalisés

TRN	Q m3/s	D cal mm	D nor
Step-N1	0.06897	242.02	250
N1-B1	0.00869	85.91	90
B1-B3	0.0044	61.13	63
N1-N2	0.06028	226.26	250
N2-B4	0.00223	43.52	50
B4-B5	0.00121	32.06	40
N2-N4	0.05805	222.03	250
N4-B6	0.00178	38.88	40
N4-N3	0.05627	218.60	250
N3-B7	0.00287	49.37	50
N3-N5	0.0534	212.96	250
N5-B8	0.0021	42.23	50
N5-N6	0.0513	208.73	250
N6-B9	0.0023	44.20	50
N6-N7	0.049	203.99	250
N7-N8	0.00678	75.88	90
N8-B10	0.00138	34.23	40
N8-B11	0.0054	67.72	75
N7-N9	0.0422	189.31	200
N9-B12	0.00148	35.45	40
N9-N10	0.04074	186.01	200
N10-B13	0.00277	48.50	50
N10-B14	0.03797	179.57	200
B14-B15	0.03395	169.80	200
B15-B16	0.00449	61.75	63
B15-B17	0.02282	139.21	160
B17-B18	0.02026	131.17	160
B18-B19	0.01187	100.40	110
B19-N11	0.00858	85.36	90
N11-B20	0.00371	56.13	63
B20-B21	0.00213	42.53	50
N11-B22	0.00487	64.31	75
B1-B2	0.00215	42.73	50

Tableau V.2 : pressions des nœuds calculées avec EPANET

	Altitude	Demande	Charge	Pression
Nœuds	m	l/S	m	M
N1	97	0	104,78	7,78
N2	86,5	0	103,04	16,54
N4	87,3	0	101,41	14,11
N3	87	0	100,83	13,83
N5	85	0	99,98	14,98
N6	84	0	99,23	15,23
N7	84,6	0	98,56	13,96
N8	72	0	98,05	26,05
N9	78	0	96,34	18,34
N10	78,8	0	94,47	15,67
B14	74	4,02	92,75	18,75
B15	69	6,64	90,06	21,06
B17	69,1	2,56	86,19	17,09
B18	58	8,39	84,55	26,55
B19	49,5	3,29	76,6	27,1
N11	50	0	59,04	9,04
B22	34,5	4,87	50,59	16,09
B20	39,6	2,13	57,6	18
B21	37,9	1,58	55,11	17,21
B16	62,6	4,49	75,93	13,33
B13	77	2,77	94,11	17,11
B10	78,9	1,38	89,2	10,3
B11	77,9	5,4	89,77	11,87
B12	76	1,48	95,31	19,31
B1	88,2	2,14	103,02	14,82
B3	92,6	4,4	93,84	1,24
B4	82,3	1,02	101,21	18,91
B5	83,5	1,21	99,25	15,75
B6	85,6	1,78	101,15	15,55
B7	87	2,87	91,37	4,37
B8	76	2,1	98,13	22,13
B9	73,3	2,3	97,03	23,73
B2	91,8	2,15	99,56	7,76
Réservoir R	101	-68,97	105	4

Tableau V.3: vitesses et pertes de charges des tronçons calculées avec EPANET

Nœuds	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Gradient de Perte de Charge
	m	mm	L/S	m/s	m/km
N1-N2	318,4	250	60,28	1,23	5,45
N2-N4	322,7	250	58,05	1,18	5,07
N4-N3	120,3	250	56,27	1,15	4,77
N3-N5	198,8	250	53,4	1,09	4,32
N5-N6	187,8	250	51,3	1,05	4
N6-N7	181,9	250	49	1	3,66
N7-N9	260,1	200	42,22	1,34	8,51
N9-N10	235,8	200	40,74	1,3	7,95
N10-B14	247,1	200	37,97	1,21	6,94
B14-B15	480,3	200	33,95	1,08	5,6
B15-B17	478,2	160	22,82	1,13	8,1
B17-B18	254,1	160	20,26	1,01	6,45
B18-B19	513	110	11,87	1,25	15,49
B19-N11	761,8	90	8,58	1,35	23,06
N11-N22	428,6	75	4,87	1,1	19,7
N1-B1	74,3	90	8,69	1,37	23,63
B1-B3	233	63	4,4	1,41	39,4
N2-B4	52,8	50	2,23	1,14	34,83
B4-B5	57,9	40	1,21	0,96	33,84
N4-B6	11,2	50	1,78	0,91	22,69
N3-B7	167,6	50	2,87	1,46	56,46
N5-B8	59,4	50	2,1	1,07	31,06

N6-B9	59,4	50	2,3	1,17	36,95
N7-N8	34,9	90	6,78	1,07	14,69
N8-N10	203,6	40	1,38	1,1	43,44
N8-B11	344,9	75	5,4	1,22	24
N9-B12	20,9	40	1,48	1,18	49,64
N10-B13	6,85	50	2,77	1,41	52,74
B15-B16	345,1	63	4,49	1,44	40,96
N11-B20	50,7	63	3,71	1,19	28,41
B20-B-21	137	50	1,58	0,8	18,11
B1-B2	106,5	50	2,15	1,09	32,49
R-N1	31,4	250	68,97	1,41	7,06

Matériaux de construction des canalisations :

Les matériaux de conduites sont choisis sur la base de la disponibilité dans le marché local et de leur production en Algérie, ce qui a conduit donc à prendre le PEHD (polyéthylène à haute densité) pour les conduites dont le diamètre est inférieur ou égal à 500 mm et inférieur à 25 Bars, et la fonte pour les conduites dont le diamètre est supérieur ou égal à 600 mm.

Equipements hydromécaniques :

Pour assurer le bon fonctionnement, ainsi que la protection du réseau de distribution, nous prévoyons l'installation des équipements hydromécaniques tels que :

✓ La borne d'irrigation :

Chaque îlot sera desservi par une borne d'irrigation à une, à trois ou à quatre prises (tubulures) et chaque prise équipée d'un limiteur de débit, d'un compteur et éventuellement d'un stabilisateur (ou réducteur) de pression.

La borne assure quatre fonctions :

- Le vannage.
- La stabilisation de la pression.
- La limitation du débit.
- Le comptage du volume d'eau délivré.

Le choix de la Borne dépend de la surface :

Pour les surfaces <10Ha on prend la Borne à deux prises.

Pour les surfaces >15Ha on prend la Borne à quatre prises.

✓ Venteuses ou soupapes d'échappement :

Installées sur les points hauts des canalisations. Elles permettent l'évacuation de l'air.

✓ Puits de vidange :

Placés dans les points Bas (dépression naturelle). Ils permettent le chassage de l'eau en cas de nécessité.

✓ Vanne de sectionnement :

Elles permettent la régularisation des modules d'irrigation dans les tronçons du réseau de desserte. En plus elles sont installées au niveau de la station de pompage et les réservoirs.

Conclusion :

La variante d'adduction retenue par la direction hydraulique de la wilaya de Médéa du périmètre de Médéa, car elle répond aux conditions hydrauliques de desserte d'irrigation en présentant une meilleur gestion, exploitation et facilite l'étude et la réalisation du projet.

Station de pompage :**Introduction :**

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

En se basant sur les données existantes, cette partie permet de faire le dimensionnement de la station de pompage: Le choix des pompes, la définition des ouvrages et des appareillages, choix du mode de fonctionnement et la protection de l'installation. [10]

Définition:

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

Exigences principales soumises à la station de pompage :

On doit tenir compte des recommandations suivantes dans toutes stations de pompages :

- Diminution possible du coût de génie civil.
- Organisation de l'exécution des travaux en phases.
- normalisation des solutions techniques.
- il faut éviter les zones inondables.

Choix du type de bâtiment :

Le type du bâtiment de la station de pompage dépend des conditions suivantes :

1. De la façon du raccordement du bâtiment a la prise d'eau (séparé ou assemblé)
2. Du type de pompe et moteur électrique
3. De la variation du plan d'eau d'aspiration
4. Des conditions hydrologiques et géologiques
5. Du matériau utilisé pour la construction du bâtiment et sa disponibilité.

Les pompes :

Pompe, dispositif utilisé pour aspirer, pour déplacer les eaux. Dans toutes les pompes, il faut éviter la cavitation, pour éviter la diminution du débit et l'endommagement du corps de la pompe.

Il existe deux grands types de pompes : les pompes volumétriques qui sont utilisé pour pompé les eaux usées et les turbopompes, on s'intéresse à cette dernière puisque c'est les eaux épurées. [10]

Les turbopompes (pompes centrifuge) :

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

Les pompes à écoulement radial :

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

Les pompes axiales :

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

Les pompes semi axiales :

Pour relever de forts débits sur de faibles hauteurs on montre que les vitesses d'entrée doivent être faibles. La hauteur de refoulement étant faible le diamètre de sortie est relativement faible d'où la construction d'une pompe hélico-centrifuge avec des dimensions importantes. Les diamètres d'entrée et de sortie sont comparables.

Nombre de pompes principales :

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

Il faut prévoir une, ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne.

Le nombre de pompe doit être plus restreint possible, voir les recommandations ci-dessous :

$Q < 1 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow (1 \div 2)$ pompes.

$Q = 1 \div 5 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow (3 \div 5)$ pompes.

$Q > 5 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow (4 \div 6)$ pompes.

Hauteur manométrique total :

La hauteur manométrique est donnée par la formule suivante :

$$\text{HMT} = H_g + \sum \text{hp}(\text{asp}) + \sum \text{hp}(\text{ref}) + P_{\text{ex}}$$

Avec :

HMT : Hauteur Manométrique Total en (m).

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

P_{exh} : pression d'exhore = (1,0 ÷ 1,5) m ; On prend $P_{\text{exh}} = 1 \text{ m}$

h_a : hauteur d'aspiration où le niveau d'aspiration est égale à : 0,55 m

h_r : hauteur de refoulement où le niveau de refoulement qui égale : 8,49 m.

donc : $H_g = 8,49 + 0,55 = 9,04 \text{ m}$

$\sum \text{hp}$: perte de charge totale.

$$\sum \text{hp} = \sum \text{hp}_L + \sum \text{hp}_S$$

Avec :

$\sum \text{hp}_L$: pertes de charge linéaires

$\sum \text{hp}_S$: pertes de charge singulières

• **Calcul des pertes de charges refoulement:**

Pour calculer les pertes de charges, on accepte une P.D.C maximale linéaire de 4m pour une longueur de conduite de refoulement de 1000m.

Dans notre cas : $L_r=68,11\text{m}$ et on trouve : $\Sigma hp_L=0,27\text{m}$;

Σhp_s : pertes de charge singulières elles représentent 10% des pertes de charge linéaires.

Σhp (ref)= $0,27+0,027=0,3\text{m}$

• **Calcul des pertes de charges aspiration:**

Même méthodologie précédente :

$L_a=4,84\text{m}$

$\Sigma hp_L=0,02\text{m}$

Σhp (asp)= $0,022\text{m}$

Donc:

$HMT=9,04+0,3+0,22+1$

$$\mathbf{HMT = 10,4 m}$$

V. 3.1 Détermination du débit d'une pompe :

Le débit de pompage indiqué correspond aux besoins en eau des cultures, en service continu de 22 heures /jour.

Le débit d'une pompe : $Q_p = \frac{Q}{N_p}$

Avec :

Q_p : le débit calculé d'une pompe.

Q : le débit global de la station d'épuration.

N_p : nombre de pompe.

Connaissant le débit et la hauteur, on choisi un type de pompe à partir des catalogues de constructeur des pompes ou par les logiciels tel caprari qui on va l'utilisé pour déterminer les différentes caractéristiques.

➤ **pour N=1**

Pour une seule pompe on a :

$Q_p=300/1=300\text{ l/s}$ la pompe n'existe pas

Donc on continue le travaille avec les valeurs de N ; les résultats sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.4 : Variantes pour le choix du nombre de pompes

N	Q (m ³ /s)	H (m)	Type de pompe	η (%)	N (tr/min)	P _{abs} (kw)	P _a (bar)	NPSHr (m)
N ₁ =2	0,15	10,4	MEC-AZ2/125B	62,1	1420	26,1	15	4,32
N ₂ = 3	0,1	10,4	MEC-AZ2/80A	79,7	1450	6,51	4	3,01
N ₃ =4	0,05	10,4	MEC-AZ1/125A	75,4	1420	12,5	7,5	3,85

➤ **Critères du choix de type de pompe :**

- Elles doivent s'assurer le débit forcé et la hauteur d'élévation calculée ;
- Nombre de pompe doit être minimale ;
- un meilleur rendement ;
- Anti-cavitationnelle c-à-d NPSHr soit minimal ;
- Encombrement et poids faible ;
- Répondre à la construction la plus économique du bâtiment ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquer en série ;
- Vitesse de rotation élevée ;
- Pression effective à l'aspiration P_a soit maximale.

On remarque que la troisième variante répondre aux conditions ci-dessus donc on aura une installation de 2 pompes.

choix du nombre de pompes de secours :

On détermine le nombre de pompes de secours basant sur les informations sur les intervalles des nombres de pompes sont :

Si :

$N \leq 4$ 1 pompe de secours

$4 < N \leq 6$ 2 pompes de secours

$N \geq 6$ 3 pompes de secours

Donc on utilise une seule pompe de secours.

Donc, la variante choisie est deux pompes à axe horizontal multicellulaires MEC-AZ 2/80A avec une seule pompe de secours ayant les caractéristiques suivantes :

-Diamètre d'aspiration $D_a = 150$ mm

-Diamètre de refoulement $D_r = 125$ mm

-Nombre de tours $N = 1450$ tr/min

-Rendement $\eta = 79.7$ %

-Hauteur manométrique totale $H = 10.4$ m

-Puissance absorbée $P_{abs} = 6.41$ KW

-NPSH requis $(NPSH)_r = 3.01$ m.

Vérification du risque de la cavitation :

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

Nous avons :

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

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - \sum_p h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - \sum_p h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)_r - 0,5$$

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}}$$

$$H_{pL} = 0,02 \text{ m}$$

Et :

$$\sum h_p^{sing} = (0,10 \div 0,15) * \sum h_p^{lin}$$

$$\sum h_p^{asp} = 0,02 + 0,002 = 0,022 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4Q}{\pi \cdot D_a^2} = \frac{4 \cdot 0,05}{3,14 \cdot 0,15^2} = 2,83 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2 \cdot g} = \frac{2,83^2}{2 \cdot 9,81} = 0,41 \text{ m}$$

$$\frac{P_v}{\omega} = 0,26 \quad \text{à } 18^\circ \text{ c}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,26 - 0,41 - 3,01 - 0,022 - 0,5 = 6,1 \text{ m}$$

$$(\text{NPSH})_d = 6,6 \text{ m}$$

Donc n'y a pas de risque de cavitation.

Détermination du diamètre économique de refoulement

Il faut tout d'abord déterminer les pertes de charge engendrées dans les canalisations.

Connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (HMT) correspondantes à chaque diamètre

La hauteur géométrique $H_g = 9,04 \text{ m}$

Calcul des pertes de charge

La formule de Darcy WEISBACH est donnée par :

$$\sum h_p = \frac{8\lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5}$$

Où Q : est le débit moyen de l'eau dans la section (m^3/s).

g : l'accélération de la pesanteur. ($g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$)

L : longueur de la conduite (m)

D : diamètre intérieur de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge) donné par la formule

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \times \ln(\varepsilon / \Phi)]^2$$

Avec : $L = 68,11 \text{ m}$

Où :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad \text{et} \quad 0,8 \leq V < 1,5$$

ε : coefficient de rugosité équivalente de la paroi

Dans notre projet on prend $\varepsilon = 0,001$

Φ : Diamètre de la conduite.

calcul des frais d'exploitations :

Les frais d'exploitations sont estimés à partir de la formule suivante :

$$F_{\text{exp}} = E * e$$

F_{exp} : frais d'exploitation

E : énergie consommée annuellement par l'installation de pompage en (Kwh).

e : le tarif de l'énergie électrique = 4.17Kwh (SONELGAZ).

Energie consommée par le pompage :

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

L'énergie est donnée par :

$$E = P * t * 365$$

Avec :

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

Tableau V.2: Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure (H)	Prix du KWh d'énergie (DA)
Heures pleines	06h-17h	10	1,61
Heures de pointes	17h-21h	4	7,26
Heures creuses	21h-06h	10	0,85

P : c'est la puissance absorbée par l'installation de pompage, donnée par

La formule suivante :

$$P = \frac{9,81.Q.HMT}{\eta_p} \quad (\text{Kw})$$

Avec :

Q : le débit à refouler.

HMT : la hauteur manométrique totale.

η_p : Le Rendement de pompage (79.7 %).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.3: les frais d'exploitation

D (mm)	ε	Σhp (m)	HMT(m)	P (kw)	E (kwh)	Fexp (DA)
65	0.049	3337.39	3347.39	2.008	17590.1	7297.917
100	0.038	2588.11	2598.11	1.558	13648.1	56912.58
125	0.036	2452	2462	1.477	12938.52	53953.63
160	0.0335	2281.69	2291.69	1.375	12045	50227.65
200	0.0308	2097.79	2107.79	1.265	11081.4	46209.44
250	0.0288	1961.57	1971.57	1.183	10363.1	43214.13
315	0.0272	1852.59	1862.59	1.112	9741.12	40620.47
400	0.0256	1743.62	1753.62	1.052	9215.52	38428.72

D'après le tableau IV-10, les frais d'exploitation minimaux sont donnés pour les diamètres

315mm et 400mm et on a la vitesse pour le diamètre $D=315\text{mm} \rightarrow V = \frac{4 \cdot Q}{3.14 \cdot D^2} = 0.65\text{m/s}$

$>2\text{m/s}$ Et pour le diamètre $D=250\text{mm} \rightarrow V = \frac{4 \cdot Q}{3.14 \cdot D^2} = 1.02\text{m/s}$ donc $1 < V < 1.5$ on prend le diamètre économique **D=250mm.**

Les différents équipements :

V.13.1 Les équipements d'aspiration :

Ces équipements se différencient selon que l'aspiration se fait dans une bêche ou sur une conduite.

➤ Bêches d'aspiration des pompes :

L'eau est aspirée directement dans la bêche d'aspiration qui se trouve à la sortie de la station de pompage, pour éviter de réaliser un autre bassin dans la station de pompage.

➤ Crépine :

Tout comme la grille, la crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides qui refuse le passage à des objets nettement plus petits que la grille.

En eau brute, la crépine peut s'obstruer rapidement, créant ainsi une perte de charge additionnelle à l'aspiration de la pompe.

➤ **Joints :**

Une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée d'air et éventuellement d'agents polluants, en général on préfère les joints soudés. Pour les raccordements sur des appareillages (vannes, pompes, etc....) on utilisera les joints à brides pour l'entretien ou réparation des appareillages.

➤ **La vanne :**

La vanne montée à l'aspiration de la pompe permet d'isoler la pompe pour les travaux d'entretien ou de démontage sans arrêter les autres pompes. Elle sert aussi au réglage des débits.

➤ **Convergent**

Le convergent permet d'avoir une accélération progressive de l'écoulement favorisant ainsi la bonne répartition des vitesses à l'entrée de la pompe au lieu d'une variation brusque du diamètre qui engendre une perte de charge singulière ; donc le convergent est l'organe destiné à servir de liaison entre deux conduites de diamètres différents.

La longueur est déterminée par la formule suivante : $L_c = (3,5-4) \times (D_a - d_a)$

Où D_a : Diamètre de la conduite d'aspiration

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration (entrée)

Conduite d'aspiration :

Le nombre de conduites d'aspiration est égal au nombre des pompes installées.

Le nombre de conduites d'aspiration = 2 conduites.

$D_a = (1,2 \text{ à } 1,5)d_a$; on prend 1,2.

Avec: D_a : diamètre de la conduite d'aspiration.

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration

et comme on a: $d_a = 150 \text{ mm}$

on aura:

$$D_a = 150 \cdot 1,2 = 180 \text{ mm}$$

$D_a = 180 \text{ mm}$

d : la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol

Tel que:

$$d = 0,3 \text{ m} \quad \text{pour} \quad D_a \leq 500 \text{ mm}$$

$$d = 1 \text{ m} \quad \text{pour} \quad D_a \geq 500 \text{ mm}$$

$$D_a = 180 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}, \text{ donc on prend} \quad \mathbf{d = 0.3 \text{ m}}$$

• **Convergent:**

$$l_c = (3,5 - 4)(D_a - d_a)$$

On a: $D_a = 180 \text{ mm}$

Prenons: $l_c = 3,5 (D_a - d_a)$

on aura:

$$l_c = 3,5 (180 - 150) = 105 \text{ mm} = \mathbf{0,105 \text{ m}}$$

• **Tubulure:**

$l_c = \mathbf{0,105 \text{ m}}$

C'est la longueur entre la tubulure d'aspiration et le convergent.

$l_{tr} \geq 2 D_a$ prenons $l_{tr} = 2 D_a$ on aura:

$$l_{tr} = 2 * 180 = 360 \text{ mm} = 0,36 \text{ m}$$

$l_{tr} = \mathbf{0,36 \text{ m}}$

Pour éviter toute contre-pente il faut prendre $I_{asp} > 0,005$ de la conduite d'aspiration vers la pompe.

Les équipement de refoulement :

➤ **Joint de raccordement :**

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

Les joints facilite le démontage des pièces (vanne, clapet...) avec les différent accessoires.

➤ **Vanne papillon :** Elle est utilisée faire isoler la pompe pour le démontage en cas d'une panne, ou bien pour l'entretien et la maintenance de le pompe.

➤ **Le divergent :**

A la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau dans la conduit de refoulement est très grand, alors il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage raisonnable, pour ce la on prévoit un divergent qui pourra être un cône.

➤ **Clapet de refoulement :**

A la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit lors de l'arrêt de la pompe. Donc permet de ne pas soumettre la conduite d'aspiration à la pression de refoulement.

La longueur entre la tubulure de refoulement

$$l_{tr} \geq 2 d_r \text{ et on a } d_r = 125 \text{ mm}$$

Longueur de divergent

$$l_d = (3,5 - 4)(D_r - d_r)$$

$$D_r = 150 \text{ mm}$$

D'où :

$$l_{tr} = 2 * 120 = 250 \text{ mm} = \mathbf{0,25 \text{ m}}$$

$$l_d = 3,5 (D_r - d_r) = 3,5. (150 - 125) = 87,5 \text{ mm} = \mathbf{0,09 \text{ m}}$$

➤ **Calcul de la vitesse :**

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

$$\text{A.N: } V = \frac{4 * 180 * 10^{-3}}{3,14 * 0,25^2} \Rightarrow V = 1,18 \text{ m/s}$$

Bâtiment de la station de pompage :

Construction du bâtiment :

La construction de bâtiment dépend de plusieurs facteurs dont on cite :

La façon du raccordement bâtiment prise d'eau (type séparé ou bien assemblé)

Type de pompes et de moteur électrique.

- Variation de plan d'eau dans l'Oued.
- Condition géologiques et hydrologiques.
- Type de matériaux de construction et sa disponibilité sur le marché.

Partie supérieure du bâtiment :

Afin de faciliter les travaux d'exploitation et de control des équipements de la station, le bâtiment est équipé de locaux de personnel. Les dimensions sont déterminées selon l'importance de la station, comme notre station est de moyenne importance on trouve :

Bureau de chef d'exploitation :

$$H = 3\text{m} \quad S = 4 \times 3 = 12 \text{ m}^2$$

Avec H : hauteur de locale S = surface approximative intérieure

Poste de garde :

$$H = 3\text{m}, S = 2.25 \times 2.25 = 5.06 \text{ m}^2$$

Salle électrique (Armoires des puissances et de contrôle) :

$$H = 3\text{m} \quad S = 2 \times 2.25 = 4.5 \text{ m}^2$$

Salle sanitaire :

$$H = 3\text{m} \quad S = 2.25 \times 1.5 = 3.37 \text{ m}^2$$

a) Hauteur du bâtiment :

La hauteur du bâtiment est en fonction de la hauteur du système de levage.

$$H_b = h_p + h_s$$

h_p : Hauteur du système de levage ($h_p = 3$ m)

h_s : Hauteur de sécurité = 0,8 m

D'où : $H_b = 3 + 0,8 = 3,8$ m,

on prend : $H_b = 4$ m.

b) Longueurs :

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p \cdot L + L_{int} + L_{pf} + L_r$$

Avec :

n_p : nombre de pompes

L : largeur de pompe. (0,63m)

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

L_{pf} : Longueur de la plate forme = 1,5m

L_p : Longueur du bureau du personnel (4m)

L_r : longueur de l'armoire électrique. (2m)

Longueurs recommandées pour les bâtiments sont de :

6m, 9m, 14m, 21 m, 24m

$L_b = 3 \cdot (0,63) + 2 + 1 + 1,5 + 4 = 9,58$ m

D'après les longueurs recommandées de la station de pompage :

$$L_b = 14 \text{ m}$$

c) Largeur du bâtiment :

La largeur du bâtiment est donnée par la relation suivante :

$$L_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2 \cdot l_s$$

l_s : épaisseur de mur, 20cm.

l_1 : La distance entre le mure et le premier organe avec : $l_1 = (20-30)$ cm ;

On prend : $l_1 = 25 \text{ cm} = 0,25 \text{ m}$.

l_2 : La distance entre les tubulures $l_2 = (15-20)$ cm ;

On prend : $l_2 = 18 \text{ cm} = 0,18 \text{ m}$.

l_3 : Longueur des accessoires en aspiration.

l_4 : Longueur des accessoires au refoulement.

Tel que : $(l_3 + l_4) = l_p + l_{tr} + l_{tra} + l_c + l_j + l_d$

Avec :

l_p : longueur de la pompe = 1729 mm = 1,729 m

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement = 0,25 m

l_{tra} : longueur de la tubulure d'aspiration = 0,36 m

l_c : longueur de convergent = 0,105 m

l_j : longueur du joint = 0,25 m

l_d : longueur de divergent = 0,09 m

l_r : réserve (0,8 – 1,2) m : = 1,2 m

La distance entre les pompes comprise entre 0,8 à 1,2 m

On prend une distance de 1,2 m

$(l_3 + l_4) = 1,729 + 0,25 + 0,36 + 0,09 + 0,105 + 0,25 = 2,7$ m

$L_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_{2s} = 0,25 + 0,18 + 2,7 + 2 * 0,02 + 2,4 = 5,55$ m

On prend : **$L_b = 6$ m**

D) Nombre de fenêtre :

$\sum S_{fenetre} = (10 \div 15) \%$ Salle des machines.

Avec : $S_{salle des machines} = 6 * 14 = 84$ m²

Donc

$$S_{fenetre} = 2 * 1 = 2 \text{ m}^2$$

$$\text{Nombre de fenêtre} = \frac{\sum S_{fenetre}}{S_{fenetre}} = \frac{12,6}{2} = 6,3$$

Et on va prendre le nombre de fenêtres égales à **6 fenêtres**.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a dimensionné le réseau ramifié de la zone d'étude donnant les caractéristiques des nœuds, bornes et les tronçons à savoir les pressions, les vitesses, les diamètres des conduites et les pertes de charges.

En suite et dans le but d'assurer l'acheminement de l'eau d'irrigation vers la parcelle depuis la station d'épuration, nous avons dimensionné une station de pompage.

Introduction :

Le choix d'une technique d'irrigation repose sur ensemble des critères et des contraintes qui ont été étudiés par Hlavec (1995) telle que :

- topographie du terrain et la géométrie de la parcelle ;
- ressource en eau (qualité, quantité, débit dont on dispose) ;
- nature de culture;
- nature de sol (perméabilité);
- facteurs sociologiques et culturels;
- facteur économique;
- rentabilité de l'opération.

Les techniques d'irrigation : [6]

IV.1.1 Irrigation gravitaire : Dans cette technique on distingue plusieurs systèmes tels

- l'irrigation par sillons.
- L'irrigation par planches.
- L'irrigation par bassin.
- L'irrigation par submersion.
-

Irrigation par aspersion : Dans cette technique l'eau est fournie aux plantes sous forme de pluie artificielle issues d'appareils d'aspersion alimentés en eau sous pression. Cette technique ne nécessite aucun nivellement de la surface à irriguer et assure l'aération de l'eau et du sol. C'est une méthode qui permet d'arroser convenablement des sols très perméables. Les systèmes issus de cette technique peuvent être soit mobiles ; semi-mobiles ou fixes.

Irrigation localisée (micro - irrigation) : La distribution de l'eau se fait avec un réseau sous pression posé sur le sol ou suspendu ou partiellement enterré entraînant l'humidification d'une partie seulement du sol.

Le réseau contient des rampes souples ou demi-dures perforées ou munies à intervalles variables selon les cultures de dispositifs distributeurs tels que les ajutages ; les goutteurs et les mini-diffuseurs.

Irrigation souterraine : c'est l'inverse du drainage, l'eau est envoyée sous légère pression dans des drains enterrés et remonte alors par capillarité. Le mode de distribution peut varier.

- tuyaux très poreux continuellement en charge et laissant diffuser l'eau nécessaire dans le sol.
- Galeries.

- Drains ordinaires.

Dans le cas des arbres, les drains sont enterrés à une cinquantaine de centimètres

Avantages et les inconvénients des techniques d'irrigation : [8]

Irrigation de surface :

IV.2.1.1 Les avantages :

- coût d'investissement est relativement faible ;
- besoin en énergie faible ou nul ;
- technique éprouvée;
- insensibilité au vent;
- bonne adaptation à l'épandage d'eaux usées ;
- possibilités d'utiliser les eaux salées (en pratiquant le lessivage de sol) ;
- les végétaux ne sont pas mouillés, ce qui est favorable sur le plan phytosanitaire.

IV.2.1.2 Les inconvénients :

- besoin important en main d'œuvre (sauf système moderne) ;
- efficacité d'arrosage à la parcelle généralement faible sauf système sophistiqué avec recyclage des eaux de colature ;
- inadaptation aux sols très filtrants;
- planage nécessaire à la parcelle ;
- desserte de la parcelle en générale assurée par des canaux, qui viennent cloisonner et figer les parcelles. (cet inconvénient disparaît dans le cas des dessertes par canalisations enterrées à basse pression) ;
- pertes d'eau dans les réseaux de canaux (dépendant de la présence ou l'absence de revêtement et la qualité de régulation de niveau et débit).
- Surface consommée par les canaux et rigoles.

Irrigation de l'aspersion :**Avantages :**

- possibilité d'arroser tous les types de sols ;
- possibilités de réaliser des installations mobiles, susceptible de déplacer suivant de la nature des cultures, ce qui facilite la rotation culturales ;
- avec les matériels entièrement automatiques, possibilité de réaliser des arrosages à faible dose et a cadence rapide ;
- possibilités de réaliser des installations de protection contre les gelés radiatives au printemps ;
- oxygénation de l'eau projetée en pluie, favorable dans le cas d'utilisation d'eaux résiduaires réductrices.

Les inconvénient:

- dépenses énergétiques élevées, parfois prohibitives dans les pays où l'énergie est chère ;
- difficultés d'utilisation et efficacité réduite en région ventées ;
- obligation de multiplier les traitements phytosanitaire en raison de lavage des appareils foliaires ;
- mouillage des feuilles favorisant les maladies cryptogamiques chez certaines espèces végétales ;
- mauvaise adaptation aux sols;
- possibilités réduite pour l'arrosage avec des eaux résiduaires (formation des aérosols) ;
- ne convient pas aux eaux salées sur beaucoup des cultures (risque de brûlure des feuillages).

Irrigation localisée :**IV.2.4.1 Les Avantages :**

- excellence efficacité d'arrosage à la parcelle (à condition que la technique soit parfaitement maîtrisée);
- excellent rendement des cultures;
- bonne adaptation à l'utilisation des eaux salées,
- très faible besoin en main d'œuvre,
- coût d'entretien réduit,
- insensibilités au vent,
- ne mouille pas le feuillage, ce qui favorable de point de vue phytosanitaire,
- limite la prolifération des adventices,

- raccourcit le cycle végétatif de la culture.

IV.2.4.2 Les inconvénient :

- coût globalement élevé qui fait réserver cette technique aux cultures à forte valeur ajoutée,
- exige un haut degré de compétence à tous les niveaux conception de l'installation, conduites des arrosages par l'irrigant,
- nécessite une maintenance rigoureuse, en raison de risque liés à une éventuelle interruption des arrosages,
- nécessite la filtration de l'eau d'irrigation,
- fonctionne avec des matériels délicats à durée de vie relativement faible;

Irrigation souterraine:**Avantages :**

- très faible coût d'investissement et de fonctionnement, sur des parcelles préalablement équipées en drainage souterrain ;
- besoin en main d'œuvres insignifiants;
- absence de matériel en surface d'où aucun gêne pour l'exploitant;
- ne mouille pas le feuillage, ce qui favorable du point de vue phytosanitaire ;
- ne mouille pas le sol, ce qui favorable aux façons culturales.

Les inconvénient:

- maîtrise incomplète et aléatoire de l'alimentation hydrique des cultures, qui fait réserver cette technique aux productions à faible valeur ajoutée ;
- technique utilisable seulement dans certaines conditions pédologiques, sur des parcelles justiciables d'un drainage souterrain.

Conclusion :

Après avoir étudié les différents systèmes d'irrigation, tels que leurs avantages et inconvénients, on peut dire que l'irrigation localisée est la plus adaptée pour notre périmètre d'étude.

Irrigation localisée:

L'irrigation localisée apporte l'eau nécessaire directement au pied des végétaux. Ce sont des systèmes très utilisés en maraîchage, en arboriculture et en horticulture. Le plus connu de ces principes est sans doute le "goutte à goutte".

Le goutte à goutte est une pratique qui consiste à réaliser des apports précis dans le temps et l'espace par la mise en œuvre d'un réseau relativement dense de distributeurs de débits variables (de 0,6 à 4L/h). Les goutteurs « bas débit » utilisés en vigne sont de 0.6 l/h, 1 l/h, et 1.6 l/h.

Dans ce système l'utilisation avec les eaux usées réduit les risques de contamination des ouvriers et des plantes par les germes et évite la dispersion des odeurs dans l'atmosphère.

Le réseau d'irrigation localisée à la parcelle comprend schématiquement :

- la canalisation d'approche alimentée par la prise d'eau ;
- les portes-rampes ou canalisations secondaires, isolées de la canalisation d'approche par des vannes ;
- les rampes équipées des arroseurs (goutteurs ou ajutages et biefs) et assurant une couverture totale.

À l'origine du réseau, l'unité de tête comporte :

- l'appareillage hydraulique de régulation (éventuellement inclus dans la borne du réseau collectif) avec régulateur de pression et limiteur du débit ;
- un injecteur d'engrais éventuel ;
- une unité de filtration ; en irrigation au goutte à goutte, la filtration doit être fine, car le plus petit diamètre d'écoulement des goutteurs est de l'ordre de 0,5 à 1 mm selon les modèles ; les risques d'obstruction ou de colmatage des orifices constituent le problème majeur de cette technique d'irrigation ;
- et, de plus en plus fréquemment en arboriculture, un programmeur permettant d'automatiser tout ou partie des irrigations. [7]
-

Dimensionnement d'un îlot type :

L'îlot d'irrigation est défini comme étant la plus petite entité hydraulique desservie par une borne d'irrigation.

IV.4.1 Choix de l'îlot type :

Pour le choix de l'îlot, se fait par l'îlot qui présente le plus de contrainte, on cite le plus éloigné par rapport à la source principale et le plus haut sur le plan topographique, ce qui nous permet de vérifier les pressions calculées des bornes et à la source sont suffisantes.

Caractéristiques des conduites de réseau d'irrigation :

La détermination des caractéristiques de réseau d'irrigation se fait à la base d'un calcul d'optimisation, en tenant compte des éléments et des hypothèses suivantes :

- Le débit à la borne.
- La longueur des tronçons de conduite ;
- Les cotes piézométriques des bornes ;
- Les vitesses limites (minimale et maximales) à respecter dans chaque conduite ;
- La loi des pertes de charge ;
- La pression au niveau de la borne la plus défavorisé.

Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée: [6]

Avant de calculer les besoins en eau des cultures en irrigation localisée, il faut calculer les besoins journalier, tel que ce calcul se fait pour le mois de pointe pour la culture choisi :

Projection du réseau d'irrigation localisée pour les pommiers:

$$ETM_j = \frac{1000 \times \sum_{i=1}^n K_{ci} \times ET_{ci}}{365 \times n}$$

Donc :

$$ETM_j = \frac{1000 \times 117,6}{365} = 3,2 \text{ mm/j.}$$

31

Pour le calcul des besoins des cultures en tenant comptent de coefficient de réduction, on utilise la formule suivante :

$$B_{net} = ETM_j * K_r$$

Avec :

K_r : le coefficient de réduction qui égale à

$$K_r = C_s + 0.5 (1 - C_s) \dots\dots\dots(\text{Freeman et Grazoli})$$

$$K_r = C_s/0.85 \dots\dots\dots (Keller-Karmeli)$$

$$K_r = 0.1 + C_s \dots\dots\dots (Decroix)$$

Avec : C_s : Couverture du sol

Pour ce calcul, on utilise la formule de Grazoli (pour pommier $C_s = 0.7$), qui nous donne :

$$K_r = 0.7 + 0.5(1 - 0.7) \text{ donc : } K_r = 0.85$$

Donc :

$$B_{net} = 3.8 * 0.85 = \mathbf{3.23mm}$$

$$\diamond B_{bruts} = B_{net} / R_p \quad \text{avec : } R_p : \text{c'est le rendement du r\u00e9seau qui tient compte des pertes du r\u00e9seau.}$$

$$B_{brut} = 3.23 / 0.85 = \mathbf{3.8mm}$$

Calcul de la dose d'irrigation :

1 – La dose d'irrigation nette pratique :

Cette dose pratique est calcul\u00e9e g\u00e9n\u00e9ralement pour toute la zone d'irrigation mais dans notre cas l'irrigation goutte-\u00e0-goutte on a que les bulbes d'irrigation donc on doit corrig\u00e9 cette valeur par un coefficient d'humidification du sol **P%**.

$$D_p = (H_{CC} - H_{PF}) Y . Z . P\%$$

Avec :

H_{CC} : humidit\u00e9 \u00e0 la capacit\u00e9 au champ.

H_{PF} : humidit\u00e9 au point de fl\u00e9trissement.

Y : degr\u00e9 de tarissement admis.

Z : profondeur d'enracinement.

$P\%$: pourcentage du sol humidifi\u00e9.

En fonction de la texture du sol (Argilo-limoneuse) on a : $RFU = 140 \text{ mm}$

$$P\% = (n * S_{pd} * S_{sh}) / (S_a * S_r)$$

S_r : Ecartement entre rangs d'arbre = 4m;

Sh : Largeur de la bande humidifiée=2m;

Sa : Espacement des arbres sur les rangs=4m;

Spd : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre=1 m;

n : Nombre de pointe de distribution par arbre=2;

$P\% = 2 * 1 * 2 / 4 * 4$ Donc: **$P\% = 25\%$**

Ce qui nous donne : **$D_p = 35 \text{ mm}$**

2 – La dose d'irrigation brute :

les besoins en eau brut B_{brut} , est les besoins pratiques des cultures en tenant compte des pertes et les besoins de lessivage.

Avec :

$$DD_{nnn} = \frac{DD_{nn} \cdot b}{E}$$

$E = 85\%$: L'efficacité de l'arrosage, dépend de la texture du sol et le type de système d'irrigation.

35

3 – Fréquence des arrosages : $DD_{bbnnjjpp} = \frac{35}{0.85} = 41,17 \text{ mmmm}$

Le calcul de fréquence des arrosages se fait par la formule suivante :

$$FF = \frac{DD_{bbb}}{b \cdot ppppb} = \frac{35}{3.23} \approx 1111jj$$

4 – Durée d'arrosage :

$$\Theta = \frac{d_{brute} * Sg * S_r}{n * q_g}$$

A.N $\Theta = \frac{41,17 * 1 * 4}{2 * 4} = 21 \text{ h}$

5-L'irrigation journalière : est donné par la formule suivante

$$n = \text{nbre d'heure max de travail} / F_{\min}$$

$$: n = 22 / 11$$

Donc L'irrigation journalière est égale à **2h**.

- On prend l'écartement entre les rampes $S_r = 4 \text{ m}$.

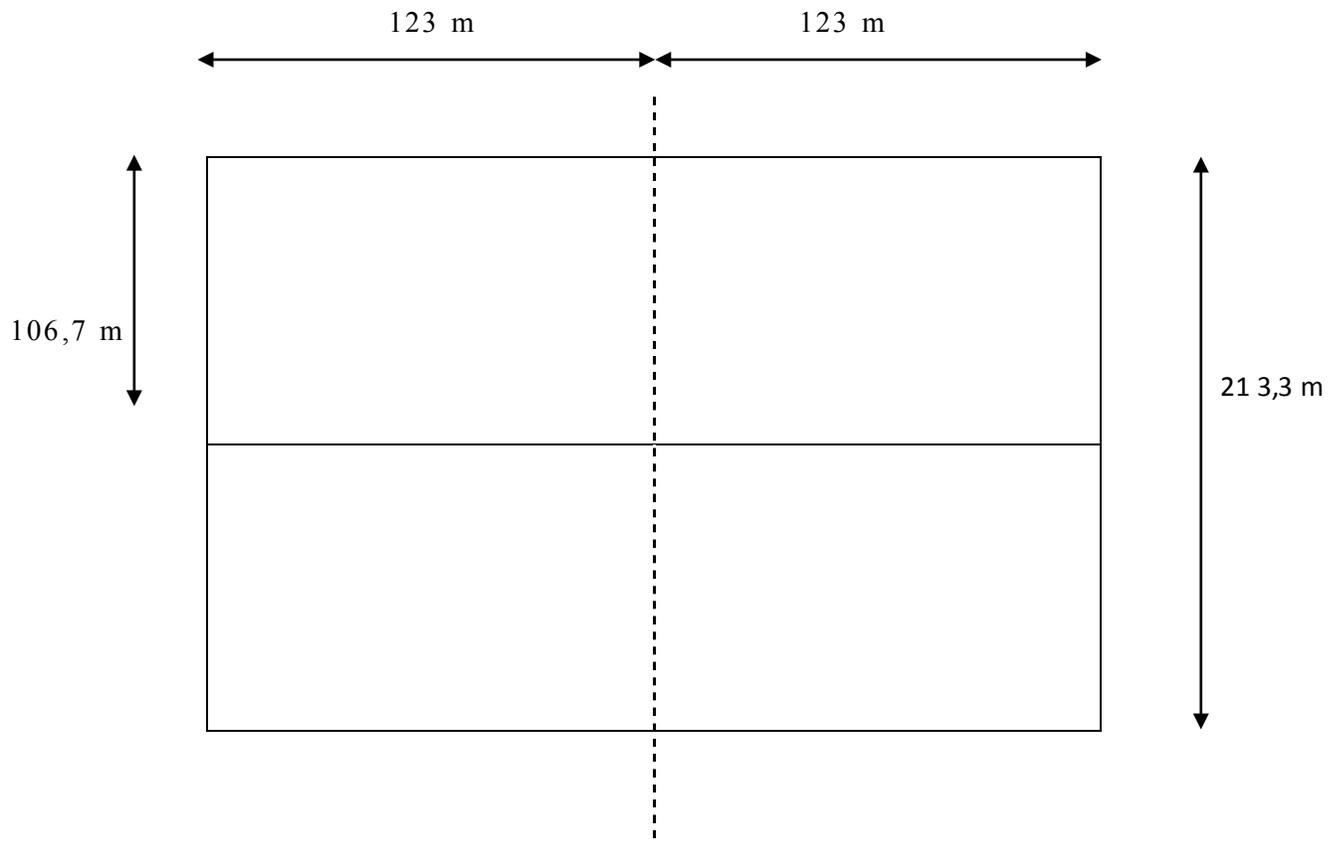
Pour l'écartement entre les gouteurs est $S_g = 1 \text{ m}$ caractérisé par un débit de $q_g = 2 \text{ l/h}$.

6- Nombre de poste :

$$NN_{\text{poste}} = \frac{24 \times ff}{\text{tps max de travail}} = \frac{24 \times 11}{22} = 12 \text{ postes}$$

On va choisir un ilot de $S=5,2\text{ha}$ avec les dimensions suivants : $L=246\text{m}$, $l=213,3\text{m}$

Figure V : dimensions de l'ilot type



❖ Pour les rampes:

1- - Nombre des arbres par rampe :

$$N_{\text{arbre/rampe}} = \frac{\text{Longueur}}{\text{écartement}} = \frac{122,5}{4} = 31 \text{ arbres/rampe.}$$

2- - Nombre des gouteurs par rampe :

$$N_{g/r} = N_{\text{goutteur}} \times N_{\text{arbre/rampe}} = 2 \times 31 = 62 \text{ goutteurs}$$

3- - Débit d'une rampe :

$$Q_r = N_{\text{goutteurs/rampe}} \times q_g = 62 \times 2 = 124 \text{ l/h}$$

❖ Porte rampes :**1- - Nombre de rampe**

$$\text{Nombre de rampe} = \frac{\text{Longueur}}{\text{écartement}} = \frac{106,2}{4} = 27 \text{ rampes}$$

2- - Nombre des arbres totaux :

$$N_{\text{pl}} = N_{\text{arbres/rampe}} \times N_{\text{rampe}} = 31 \times 27 = 837 \text{ arbres}$$

3- - Nombre des goutteurs totales:

$$N_{\text{goutt}} = N_{\text{arbres}} \times N_{\text{goutteurs}} = 837 \times 2 = 1674 \text{ goutteurs}$$

Calcul hydraulique :**1. Débit :**

$$Q_r = Q_g * N_{g/r}$$

$$Q_{pr} = Q_r * N_r$$

Avec :

- Q_r : Débit de rampe.
- Q_g : Débit de goutteur.
- $N_{g/r}$: Nombre des goutteurs par rampe.
- N_r : Nombre des rampes.
- Q_{pr} : Débit de porte-rampe.

2. Perte de charges

Pour la détermination des pertes de charges pour les différents tronçons on a :

Dans une canalisation assurant un service d'extrémité

$$j_{\text{PEBD}} = 0,478.D^{-4,75}.L. Q^{1,75}$$

$$j_{\text{PVC}} = 0,452.D^{-4,76}.L. Q^{1,75}$$

Dans une canalisation assurant un service en route

$$\frac{L}{2,75} \mathbf{J} = \mathbf{j}$$

Où :

L : la longueur de la conduite ;

Q : débit (l/h) ;

D : diamètre intérieur de la canalisation (mm) ;

N.B :

P.d.c (lin) : perte de charge linéaire.

P.d.c(sing) : Perte de charge singulière.

P_T : Perte de charge totale.

Conditions hydrauliques :

Variation maximale de débits entre goutteurs

$$\Delta q / q = \mathbf{10\%}$$

Variation maximale de la pression

$$q = K * H^x$$

$$\frac{\Delta q}{q_g} = x * \frac{\Delta H}{H_n}$$

Avec :

- q_g : débit d'un goutteur.
- H_n : Pression nominale.

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

$$\Delta H = \mathbf{2 \text{ mce}}$$

La valeur de pertes de charges singulière est estimée à 10% de la variation maximale de pression :

$$Pdc(\text{sing})=2*0.1=0.2 \text{ mce}$$

$$Pdc(\text{sing})= 0.2 \text{ mce}$$

$$Pdc(\text{lin}) = 2-0.2 = 1.8 \text{ mce}$$

$$Pdc(\text{lin})= 1.8 \text{ mce}$$

La répartition de la perte de charge est de **1/3** pour la porte rampe et **2/3** pour les rampes.

1- - Débit d'une rampe :

$$q_r = N_{\text{goutteurs/rampe}} \times \text{débit}_g$$

$$q_r = 62 \times 4 = 248 \text{ l/h}$$

2- - Débit du porte rampe rampe :

$$q_{pr} = \text{débit}_{\text{rampe}} \times N_{\text{rampe}}$$

$$q_{pr} = 248 \times 27 = 3348 \text{ l/h}$$

3- - Calcul des diamètres et les pertes de charges :

- Les pertes de charges des rampes est égale à 1,2m ;
- Les pertes de charges des portes rampes est égale à 0,6m.

A- Diamètres de la rampe :

Le calcul des diamètres des rampes est donné par la formule suivante :

$$\varnothing(\text{mm}) = \sqrt[4]{\frac{p.p.d.d.c.c(r.r) \times 11}{22,7777}}$$

$$0,447744 \times QQ(rr)^{11,7777} \times LL(rr)$$

Avec :

p.d.c(r) : Perte de charge dans la rampe

Q(r) : Débit de la rampe en l/h ;

L(r) : Longueur de la rampe en m ;

AN :

$$\varnothing(r)_{\text{cal}} = \sqrt[4]{\frac{1,2 \times 2,75}{0,447744}}$$

$$0,447744 \times (124)^{1,75} \times 122,5 \sqrt[4]{4,75} = 10,82 \text{ mm}$$

On normalise le diamètre et on recalcule les pertes de charges par la formule précédente dans les rampes :

$$\emptyset(NN) = 11221111$$

$$P.d.c (r) = 0,73m < 1,2m$$

B- - Diamètres de la porte rampe :

Les diamètres des portes rampes sont calculés par la même formule :

$$\emptyset(ppbb)ccc = \frac{2,75 \times 0,478 \times (ppnn) \times \frac{-1}{4,75}}{\emptyset Q(ppnn)^{1,75} \times LL(ppnn)}$$

$$ccc = \text{?}$$

AN :

$$\emptyset(ppbb)cccccc = \frac{\text{?}}{0,6 \times 2,75} \text{?}^{1,75} = 40,92 \text{ mm}$$

$$0,478 \times (3348)^{1,75} \times 106,2$$

On normalise le diamètre et on recalcule les pertes de charges par la formule précédente dans les portes rampes :

$$\emptyset(NN) = 77001111$$

$$P.d.c (r) = 0,23m < 0,6m$$

C- Calcul du diamètre de la conduite secondaire :

$$Q_T = \sum Q(pr) = 4 \times 3348 = 13392 \text{ l/h}$$

$$Q = 13392 \text{ l/h} = 3,72 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour Calculer le diamètre de la conduite secondaire ; on suppose que la vitesse V=1,5 m/s.

$$Q = V.S \text{ tel que } S = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$$

$$Q = V.S \Rightarrow S = \frac{Q}{V} = \frac{33,722 \times 1100}{33} = 2,48 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \times 2,48 \times 10^{-3}}{\pi \times 1,5}} = 0,046 \text{ m} \quad \text{donc:} \quad \mathbf{D = 46 \text{ mm}}$$

On prend: $D_N = 50 \text{ mm}$

D- Calcul des pertes de charge dans la conduite principale :

$$J = 0,478 \times D^{-4,75} \times Q^{1,75}$$

$$J = 0,478 \times (50)^{-4,75} \times (13392)^{1,75} = 0,068 \text{ m}$$

$$J = 0,068 \text{ m}$$

Conclusion:

Suite à la détermination des besoins en eau d'irrigation, on a choisi la meilleure technique d'irrigation en tenant compte le type des cultures implantées dans le périmètre et autre caractéristiques.

Dans notre cas ; on a détaillé le calcul d'un réseau d'irrigation localisée (goutte-à-goutte) pour un îlot et sera identique pour l'ensemble des îlots du périmètre.

CONCLUSION GENERALE :

Le périmètre de site d'Oued Lahreche de la wilaya de Médéa est caractérisé par un climat semi-humide ayant une saison humide pluvieuse et une saison sèche d'où la nécessité de l'irrigation durant les mois de Juin, Juillet et Août. Ceci est confirmé par L'ajustement de la série pluviométrique à la loi Normal (*Gauss*) donnant une pluviométrie P80% de l'ordre de 289,6mm ce qui reste insuffisant comparativement à l'évaporation annuelle. les ressources en eau utilisées sont ; les puits, les forages ou pompage directement des Oueds et les eaux souterraines.

Le dimensionnement des conduites passe par la détermination des débits de transits qui sont tributaires du calcul des besoins en eaux des cultures et du débit spécifique.

Pour Le fonctionnement du réseau nous avons choisi une satisfaction à la demande c'est-à-dire qu'il n'y ait pas de tour d'eau.

Ainsi le calcul des débits c'est fait à l'aide de la logiciel EPANET qui permet de les calculer en fonction des altitudes des nœuds et les débits de bornes et les diamètres, longueurs des conduites (tronçon).

Le choix du réseau à la demande est aussi justifié car le volume d'eau produit par la STEP est largement supérieur aux besoins en eaux des cultures.

BIBLIOGRAPHIE :

- [1] **TOUAIBIA, B.** (2004). Manuelle pratique d'hydrologie. ENSH Blida, pp 35
- [2] **MEYLANE, P.** Hydrologie fréquentielle, pp 87-90
- [3] **ARAGNO, M.** Le sol vivant. Vesoul France
- [4] notice d'information, ONA Médéa
- [6] **CLEMENT, R.** (10/05/1978). Systèmes d'irrigation. C5 250 Version 1,
- [7] **CLEMENT, R.** (10/05/1978). Programme d'irrigation. C4 250,
- [8] **JEAN ROBERT TIERCELIN** : Traité d'irrigation, technique et documentation .France,
1978
- [9] **MICHEL DUCROCQ** : Les bases de l'irrigation, technique et documentation, Lavoisier,
Paris. Editions scientifiques universitaires. Liban ;
- [10] **M' Boukhelifa. M et M' Khodjet. K. O. 2012** : cours de pompe et station de pompage ;

Site web :

[5] : WWW.GOOGEL.FR

- www.wikiwater.fr
- [www.sciencedirect.com.www.snd11.ar_n.dz](http://www.sciencedirect.com/www.snd11.ar_n.dz)
- <http://www.google.fr/#q=irrigation+localis%C3%A9+is+not+available>

ANNEXE 1 :

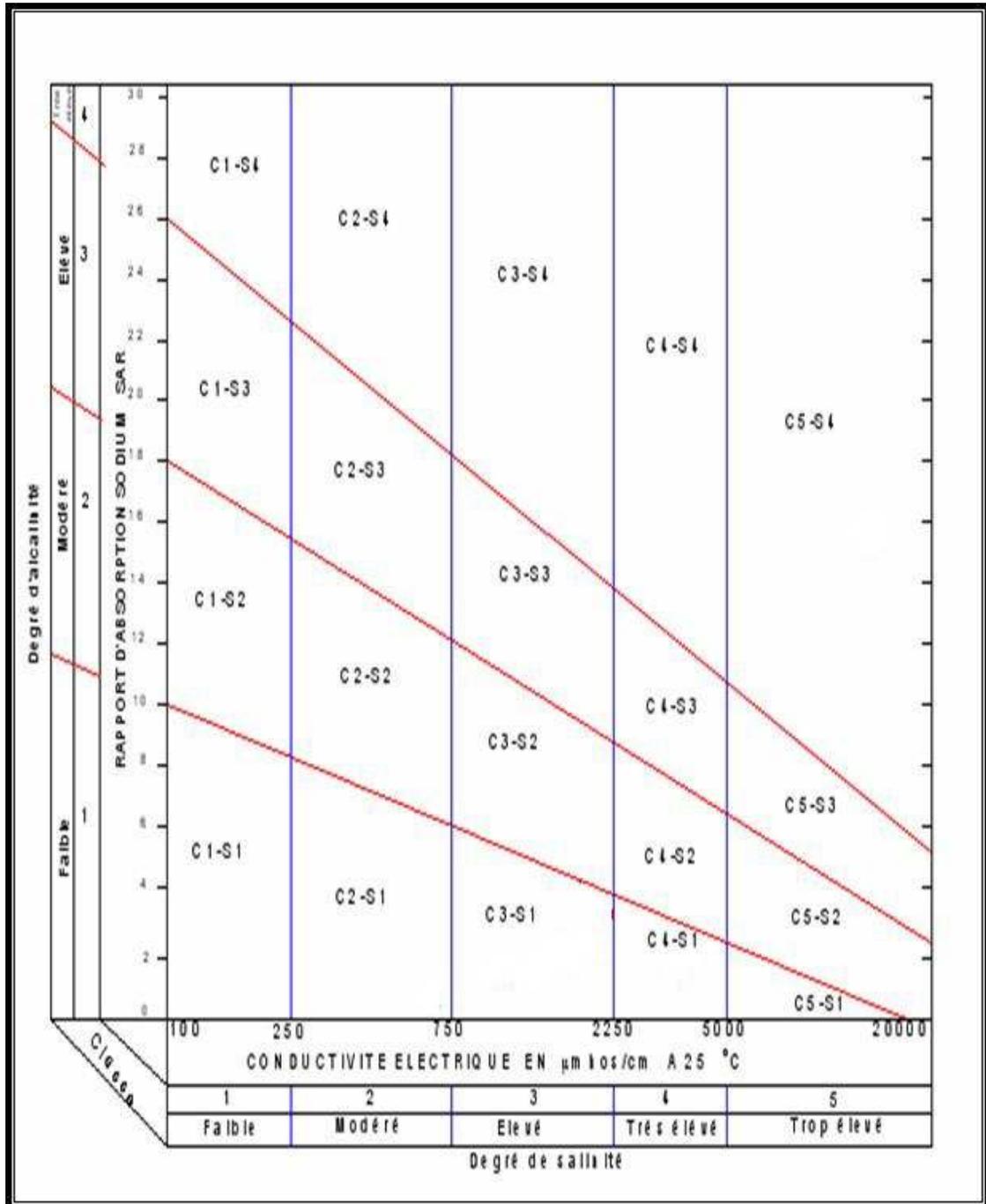


Diagramme de classification des eaux d'irrigation

ANNEXE 2 :

Caractéristiques hydriques de quelques sols

Texture	Humidités pondérales en % du poids sec			Réserve utile volumétrique en mm/m
	à la rétention HCC	du flétrissement HPF	disponible HCC-HPF	
Sableuse	9 (6 à 12)*	4 (2 à 6)*	5 (4 à 6)*	85 (70 à 100)*
Sablo-limoneuse	14 (10 à 18)	6 (4 à 8)	8 (6 à 10)	120 (90 à 150)
Limoneuse	22 (18 à 26)	10 (8 à 12)	12 (10 à 14)	170 (140 à 190)
Limono-argileuse	27 (25 à 31)	13 (11 à 15)	14 (12 à 16)	190 (170 à 220)
Argilo-limoneuse	31 (27 à 35)	15 (13 à 17)	16 (14 à 18)	210 (180 à 230)
Argileuse	35 (31 à 39)	17 (15 à 19)	18 (16 à 20)	230 (220 à 250)

ANNEXE 3 :

Valeurs minimales et maximales de Z pour diverses cultures

Cultures	Z m
Tomates	1 - 1,2
Cultures maraîchères	0,3 - 0,6
Agrumes	1 - 1,2
Arbres fruitiers à feuilles caduques	1 - 2
Vigne	1 - 3

ANNEXE 4 :

Valeurs de P = Pourcentage moyen journalier de la durée d'ensoleillement pour différentes latitudes

Latitude (°)	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D
60	15%	20%	26%	32%	38%	41%	40%	34%	28%	22%	17%	13%
55	17%	21%	26%	32%	36%	39%	38%	33%	28%	23%	18%	16%
50	19%	23%	27%	31%	34%	36%	35%	32%	28%	24%	20%	18%
45	20%	23%	27%	30%	34%	35%	34%	32%	28%	24%	21%	20%
40	22%	24%	27%	30%	32%	34%	33%	31%	28%	25%	22%	21%
35	23%	25%	27%	29%	31%	32%	32%	30%	28%	25%	23%	22%
30	24%	25%	27%	29%	31%	32%	31%	30%	28%	26%	24%	23%
25	24%	26%	27%	29%	30%	31%	31%	29%	28%	26%	25%	24%
20	25%	26%	27%	28%	29%	30%	30%	29%	28%	26%	25%	25%
15	26%	26%	27%	28%	29%	29%	29%	28%	28%	27%	26%	25%
10	26%	27%	27%	28%	28%	29%	29%	28%	28%	27%	26%	26%
5	27%	27%	27%	28%	28%	28%	28%	28%	28%	27%	27%	27%
0	27%	27%	27%	27%	27%	27%	27%	27%	27%	27%	27%	27%

ANNEXE 5 :

coefficients culturaux des spéculations pratiquées												
Coefculturaux (Kc)	S	O	N	J	F	M	A	M	J	J	A	S
Blé dur				0,30	0,50	0,70	0,90	1,00	1,10	0,50		
Blé tendre				0,30	0,50	0,70	0,90	1,00	1,10	0,50		
Orge				0,25	0,60	0,90	1,00	1,10	0,50	0,25		
Avoine				0,25	0,50	0,80	1,00	1,10	0,50	0,25		
Orge-berسيم				0,30	0,60	0,90	1,00	1,10	1,00			
Vesce-avoine				0,30	0,50	0,80	1,00	1,10	0,50			
Pois fourrager				0,50	0,50	0,50	0,70	0,90	1,10			
Maïs fourrager										0,50	0,80	1,10
Sorgho fourrager										0,60	1,10	0,75
Tournesol										0,35	0,75	1,00
Tabac										0,35	0,75	1,00
Pêcher		0,20						0,25	0,40	0,60	0,80	0,90
Prunier		0,20						0,25	0,40	0,60	0,70	0,80
Abricotier		0,20					0,25	0,40	0,60	0,80	0,60	0,40
Amandier		0,20					0,20	0,35	0,50	0,70	0,50	0,40
Olivier		0,30	0,25	0,20			0,20	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
Pommier		0,40	0,20					0,20	0,40	0,60	0,70	0,90

Figuier		0,20							0,30	0,40	0,60	0,60
---------	--	------	--	--	--	--	--	--	------	------	------	------