

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -
DEPARTEMENT D'IRRIGATION ET DRAINAGE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME :

**DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU D'IRRIGATION
LOCALISEE CAS D'UNE EXPLOITATION AGRICOLE
DANS LA PARTIE NORD-OUEST DE LA COMMUNE
D'OUED SLY (W : CHLEF)**

Présenté par :

M^r SELLAM MESSAOUD

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r : M. MEDDI	Professeur	Président
M^{me} : S.MEDJDOUB	M.A.A	Examinatrice
M^{me} : S.SAADOUNE	M.A.A	Examinatrice
M^r : DJ.KOLAI	Assistant	Examineur
M^r : M. CHABACA	M.C.A	Promoteur

Septembre 2014

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour instruction et mon bien être. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

A mes chères et adorable frères et sœurs.

A tout la famille : SELLAM ET BACHI

A mes amis et collègues de l'école nationale supérieure de l'hydraulique

Brahim, ridah, kintaoui, youcef, abderahmaen, soufiane, mostafa, taki, wahab, anis, amine, saifo.

Toute ma promotion, en général et tous les étudiants de l'option irrigation et drainage en particulier.

SELLAM MESSAOUD

REMERCIEMENT

J'adresse en premier lieu ma reconnaissance a notre DIEU tout puissant, de m'avoir donné le courage et la volonté pour mener a bien ce travail. Car sans lui rien possible.

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à mon promoteur M^R. CHABACA-MOHAMED NACER, qui m'a chaleureusement accueilli au sein de L'ENSA. Je le remercie pour les discussions, scientifique que nous avons partagées, ainsi que pour son aide précieuse dans l'élaboration de ce mémoire.

A tout le corps enseignants et le personnel de L'ENSH qui contribué de prés ou de loin a ma formation.

Aux membres de jury qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail. Une mention spéciale a ma famille et a mes amis pour m'avoir aéré l'esprit et pour la motivation qu'ils m'ont apportée tout ou long de ce travail.

SOMMAIRE

Chapitre I situation et climat

Introduction.....	1
I.1.Situation géographique.....	1
I.1.1.Situation administrative et Infrastructure routière.....	1
I.1.2.Végétation.....	2
I.1.3.Le relief.....	2
I.1.4.Hydrographie.....	2
I.2.Le climat.....	3
I.2.1.La climatologie.....	3
I.2.2.La température.....	3
I.2.3.Le vent.....	4
I.2.4.Le sirocco.....	4
I.2.5.Humidité relative de l'air.....	5
I.2.6.L'évaporation.....	5
I.2.7.Insolation.....	5
I.2.8.La pluviométrie.....	6
I.2.9. classification du climat.....	7
I.2.9.1.classification du climat selon l'indice De Martonne.....	7
I.2.9.2.Classification du climat selon le diagramme d'EMBERGER :.....	8
I.2.9.3.Diagramme de Gausson.....	9
I.2.9.3.1.Description du graphe.....	10

Chapitre II Ressource en eau et en sol

Introduction.....	11
II.1. Alimentation en eau de la zone d'étude.....	11
II.1.2.Origine de l'eau d'irrigation.....	11
II.1.3Qualité des eaux d'irrigation.....	13
. II.1.4 Les limites admissibles :.....	15
II.1.4.1 La conductivité électrique :.....	15
II.1.4.2 Le SAR (Sodium Absorption Ration) :.....	15
II.2 Les ressource en sol.....	19
II.2.1 Les propriétés physiques de sol.....	19
II.2.2 Les propriétés chimique de sol.....	20

Chapitre III Les besoins en eau des cultures

Introduction.....	21
III.1. Réseau pluviométrique :.....	21
III.1.2.Choix de la station représentative de la zone d'étude.....	21
III.2. Homogénéité de la série pluviométrique :.....	22
III.2.1. Etude de l'échantillon et choix du type de loi :.....	24
III.2.2.Etude fréquentielle des pluies annuelles.....	24
III.2.2.1.Ajustement a la loi de Gauss.....	24
III.2.2.2.Ajustement à une loi Log-normale.....	27
Figure III.2 : Ajustement à une loi Log-normale.....	28
III.2.2.3.Test de validité de l'ajustement à la loi choisie.....	28
III.2.2.4.Test de Khi carré.....	29
III.2.2.4.1.Test d'adéquation : Loi Normale.....	30
III.2.2.4.2.Test d'adéquation : Loi log-Normale.....	30

SOMMAIRE

III.3.Détermination de l'année de calcul.....	31
III.4.Calcul des Besoins en eau	31
III.4.1. L'évapotranspiration potentielle	32
III.4.1.1.Méthodes d'estimation de l'évapotranspiration de référence.....	32
III.4.1.2. Autres formules de calcul de l'ETP	34
III.4.2.Calcul de l'évapotranspiration réelle.....	35
III.4.3.La pluie efficace.....	35
III.4.4.Calcul du bilan hydrique pour les différentes cultures :	36
III.4.4.1. Les superficies des différentes occupations :	36
Da : densité apparente	37
III.4.5. Les Besoins mensuels totaux en eau des cultures.	39
III.5.Calcul du débit spécifique	40
Chapitre IV Techniques d'irrigation utilisée	
INTRODUCTION	42
IV.1. Les différentes techniques d'arrosage:	42
IV.1.1. L'irrigation de surface	42
IV.1.2- L'irrigation par aspersion	45
IV.1.2.1Avantages	45
IV.1.2.2.Désavantages	45
IV.1.3. L'irrigation localisée.....	46
IV.1.3.1Avantages	47
Chapitre V Dimensionnement du réseau d'irrigation	
Introduction.....	49
V.1. Dimensionnement du réseau d'irrigation localisée.....	49
V.1.2. Données générales.....	49
V.1.2. Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée	49
V.1.3. Influence du taux de couverture du sol	49
V.1.4 Réserve facilement utilisable RFU	50
V.1.4.1 : Pourcentage de sol humidifié.....	50
V.1.5 : Dose nette.....	51
V.1.6. Dose brute	51
V.1.7. Fréquence d'arrosage	52
V.1.8. La durée d'arrosage.....	52
V.1.9. Choix des goutteurs dans la zone d'étude et la densité des cultures.....	52
V.1.10.Nombre de poste	52
V.1.11.Surface de la parcelle (poste)	52
V.2. Calcul hydrauliques.....	52
V.2. 1.Conditions hydrauliques	52
V.2.2.Le débit	53
V.2. 2.1.Calcul pour le poste 01: $S_1=6.83$ ha.....	53
V.2. 2.1.1.Le nombre d'arbres par rampe :	53
V.2. 2.1.2.Nombre des goutteurs par rampe :	54
V.2. 2.1.3.Le nombre des rampes :	54
V.2. 2.1.4.Débit de la rampe :	54
V.2. 2.1.5.Débit de la porte rampe :	54
V.2.2.1.6.Débit de la conduite secondaire	54
V.2.3.Dimensionnement des différentes parties du réseau	54
V.2.3.1.Le diamètre des rampes et les porte rampes	54
V.2.3.2.Perte de charge	54

SOMMAIRE

V.2.3.3.Diamètre des conduites qui assure un débit d'extrémité.....	55
V.2.3.3.1. Diamètre des conduites secondaires	55
Chapitre VI La conduite d'adduction	
Introduction.....	58
VI.1.Types d'adduction	58
VI.1.1.Adduction gravitaire :	58
IV.1.2.Adduction par refoulement :	58
IV.1.3. Adduction mixte :	58
VI.2.Le réseau de distribution.....	59
VI.2.1.Principe du tracé d'un réseau de distribution	59
VI.2.2. Mode du tracé et implantation des bornes	59
VI.2.2.1 Rôle et fonction de la borne d'irrigation.....	60
VI.3.Les débits caractéristiques pour les différentes parcelles	60
VI.3.1. Dimensionnement du réseau de distribution.....	61
VI.3.2.Détermination du diamètre économique de refoulement.....	63
VI.4.1. Dimensionnement de la station de pompage	66
VI.4.2.Etude des variantes	66
VI.4.3.Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage	66
VI.4.4.Choix du tracé.....	67
VI.5.1.Dimensionnement du réservoir de stockage	67
VI.5.2. Détermination des débits a refouler vers le réservoir	68
VI.5.3.Détermination de la hauteur manométrique totale.....	68
VI.5.5.Couplage des pompes	69
VI.5.6.Choix du nombre de pompes	69
VI.5.7.Choix du type de pompes	69
VI.5.7.1.pompes à axe horizontale monocellulaires	70
VI.5.7.2.Choix du nombre de pompes de secours	70
VI.5.8.Choix du moteur électrique	71
VI.5.9.Détermination de la hauteur admissible d'aspiration	71
VI.6.1.Détermination du diamètre avantageux	72
VI.7.1.Dimensions de la bêche	73
VI.7.2.15.1.volume de la bêche	73
VI.7.2.1.surface de la bêche.....	74
Chapitre VII Calcul technico-économique	
Introduction.....	76
VII.1.Devis du réseau d'irrigation (distribution et l'adduction).....	76
VII.2.Factures pro-forma de la station de pompage et des conduites.....	76
VII.2.1.Calcul du volume de terrassement.....	76
VII.2.1.1.1a Largeur du fond de la tranchée	76
VII.2.1.2.profondeur de la tranchée	77
VII.2.2.les conduites	77
VII.2.2.1. Calcul du volume de déblai	77
VII.2.2.2. Calcul du volume de lit de sable	77
VII.2.2.3. Calcul du volume de remblai.....	78
VII.3 : Devis estimatif pour les terrassements.....	78
VII.4 : Devis estimatif pour la station de pompage	79
VII.5 CONCLUSION	79

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I situation et climat

Tableau I.1 : Températures mensuelles minimales, maximales et moyennes (1987-2009)	3
Tableau I.2 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents (1987-2009).....	4
Tableau I.3 : Nombre de jours de sirocco.	4
Tableau I.4 .L'humidité relative de l'air en (%)	5
Tableau I.5 : Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne.	5
Tableau I.6 : Insolations moyennes mensuelles en (h)	5
Tableau I.7 : Caractéristiques de la station pluviométrique d'oued sly.....	6
Tableau I.8: Série pluviométrique station d'oued sly	6
Tableau I.9 : Répartition des précipitations moyennes mensuelles	7

Chapitre II Ressource en eau et en sol

Tableau. II.1.1 Caractéristiques morphologiques du barrage SIDI YAKOUB (chlef).....	11
Tableau II.1.2 : Qualité de l'eau d'irrigation (barrage sidi yakoub).....	14
Tableau II.1.3 Qualité de l'eau d'irrigation (l'oued Cheliff).	14
Tableau. II.1.4 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique.....	15
Tableau II.1.5. : Classification des eaux en fonction du S.A.R.	16
Tableau II.2. 1 : Résultats des analyses des échantillons de sol.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre III Les besoins en eau des cultures

Tableau III.1.Caractéristiques de la station pluviométrique d'oued sly	21
Tableau III.1.2 : Série pluviométrique station oued sly.....	22
Tableau III.2 : Les résultats Ajustement a la loi de Gauss :	25
Tableau III.3: les résultats d'Ajustement à une loi Log-normale:	27
Tableau III.4: table du χ^2	29
Tableau III.5 : Pluviométrie moyenne pour chaque mois en mm.	31
Tableau III.6 :L'Année de calcul.....	31
Tableau III.7: Valeur de l'évapotranspiration de référence calculée par la méthode.....	34
Tableau. III.8 : Précipitation efficace dans la zone d'étude	35
Tableau. III.9. les superficies des différentes occupations	36
Tableau. III.10. Les caractéristiques hydriques du sol.....	37
Tableau III.11. Calcul du bilan hydrique pour Les agrumes :	37
Tableau III.12 . Calcul du bilan hydrique pour les pêcher.....	38
Tableau III.13: Calcul du bilan hydrique pour l'olivier.....	38
Tableau III.14 : Calcul du bilan hydrique pour les pommiers.....	39
Tableau III.15 : Les Besoins mensuels totaux en eau des cultures.	39
Tableau III.16 : Débits spécifiques des différents Modèles. Erreur ! Signet non défini.	

Chapitre V Dimensionnement du réseau d'irrigation

Tableau V.1. Pourcentage de sol humidifié	51
Tableau V.2: calcul de D_{cal} de la rampe.....	55
Tableau V.3: calcul de D_{cal} du porte-rampe.....	55
Tableau V.4: calcul des diamètres des conduites secondaires	56
Tableau V.5: calcul de diamètre de la conduite a la sortie de la bonrne.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre VI La conduite d'adduction

Tableau VI.1. Les débits caractéristiques pour les différentes parcelles.	60
Tableau VI.2.Caractéristiques des nœuds et bornes d'irrigation	61

Tableau VI.3. Caractéristiques des conduites de distribution.....	62
Tableau VI.4. Les frais d'exploitation et d'amortissement.....	65
Tableau : VI.5 : calcul de volume journalier nécessaire.....	68
Tableau VI.6: les dimensions de réservoir de stockage.....	68
Tableau VI.7 : le débit à refouler vers le réservoir	68
Tableau VI.8. la hauteur manométrique totale de la conduite de refoulement	69
Tableau VI.9. : Les pompes a axe horizontale monocellulaires	70
Tableau VI.10 : les caractéristiques de moteur électrique	71
Tableau VI.11. Calcul de la cote d'aspiration.....	72
Tableau VI.12. Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau :	73
Chapitre VII Calcul technico-économique	
Tableau VII.1. Factures pro-forma des pièces du réseau d'irrigation	76
Tableau VII.2 : Les volumes des travaux pour les conduites	78
Tableau VII.3 : Factures pro-forma du station de pompage et le réservoir.	78
VII.4 : Devis estimatif pour la station de pompage	79

Introduction

Connaitre la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, nous permet de mener à bien notre travail et de pouvoir réaliser des mesures et un suivi lors de l'élaboration de l'étude et la réalisation du projet sur le terrain. Cela permet aussi de lister les différents facteurs favorables ou défavorables dans la région.

I.1.Situation géographique

Le périmètre d'oued sly est situé dans la commune d'oued sly. Cette dernière est située dans la partie Est-Sud de la Wilaya de Chlef (1°00' et 1°15' Est longitude et entre 36°06' et 36°10' latitude Nord).

I.1.1.Situation administrative et Infrastructure routière

Oued Sly, anciennement appelée Malakoff, est une commune de la wilaya de Chlef en Algérie, située à 10 km à l'ouest du chef lieu de wilaya (Chlef) au confluent de l'oued Sly et du Chelif, sur la route nationale N°.04.

Les limites de la wilaya de chlef :

1. Au nord par la Mer méditerranée.
2. Au sud par la wilaya de Tissemsilt.
3. A l'est par les wilayate de Aïn Defla et de Tipaza
4. A l'ouest par les wilayate de Mostaganem et de Relizane

La commune de oued sly est limitée comme suit (figure I.1):

5. Au nord par Sobha et l'oued de chlef
6. Au sud par l'oued sly
7. A l'est par la commune de boukadir
8. A l'ouest par la ville de chlef

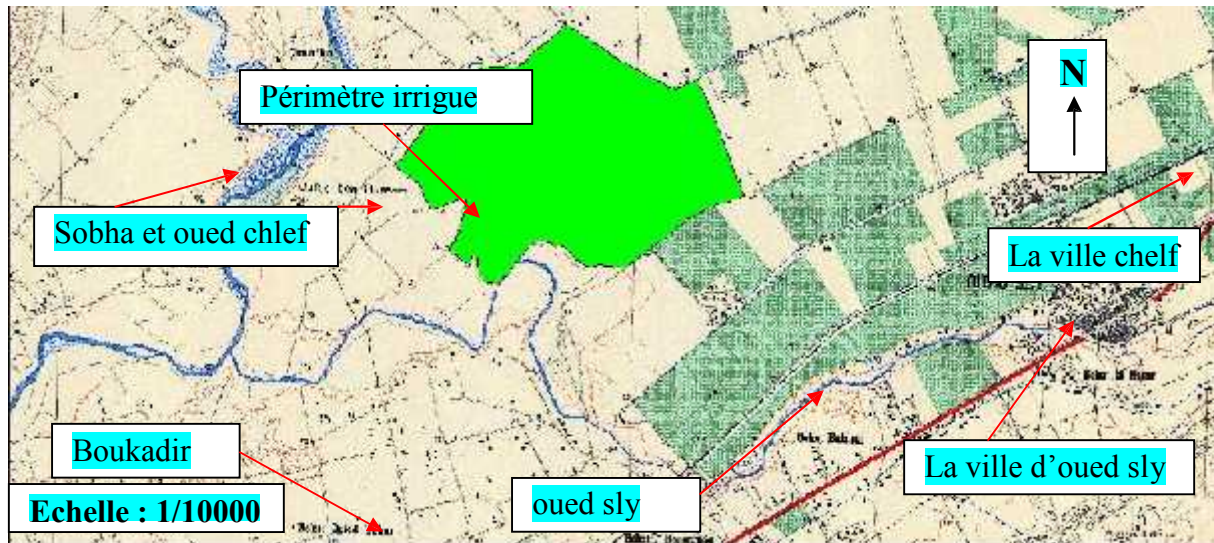


Figure I.1 : plan de situation de la commune oued sly

I.1.2.Végétation

La superficie totale brute du périmètre à irriguer à partir du barrage de sidi yakoub est de 229ha, mais si on éliminée la superficie des routes et des pistes d'exploitation la superficie nette est de **214** ha, notre périmètre est caractérisée par une végétation de type arboriculture

I.1.3.Le relief

Le périmètre présente un relief presque plan, les cotes du terrain naturel varient de 70 à 82m, les terres du périmètre sont caractérisées par une faible pente (0.2%)

I.1.4.Hydrographie

Notre périmètre est une partie de la vallée du cheliff dans laquelle l'ensemble du bassin du cheliff occupe une superficie de 44 630 km², ses eaux proviennent pour une part de l'Atlas littoral qui le borde au nord, mais surtout de l'Atlas sud-tellien (massif de l'Ouarsenis) dont les eaux du versant sud sont captées par l'intermédiaire de l'oued Nahar Ouassel et celles du versant nord par les oueds Rouina, Fodda et Riou pour ne citer que les principaux. Donc le réseau hydrographique est constitué dans sa majeure partie de ruisseaux et d'oueds temporaires, mais en périodes pluvieuses ces oueds se transforment en véritables torrents, qui jouent un rôle très important comme agents d'érosion et de transport des sédiments.

I.2.Le climat

Introduction

Dans ce chapitre, nous présenterons les données sur notre zone d'étude comme les données climatologiques, pédologiques, agronomiques, hydrologiques et topographiques.

I.2.1.La climatologie

Le climat constitue un facteur de développement important de la vie animale et des végétaux, mais aussi pour l'économie des zones habitées. Il se définit comme étant l'ensemble des phénomènes météorologiques qui caractérisent l'état de l'atmosphère et de son évolution en un lieu donné.

Les différents paramètres du climat sont : les précipitations, la température, l'évaporation, l'humidité relative ...etc.

I.2.2.La température

Les températures extrêmes et moyennes sur une période d'observation de 22 ans (1987 à 2009) sont représentées dans le tableau suivant :

Le tableau suivant représente les données de la température relative à la station d'oued sly

Tableau I.1 : Températures mensuelles minimales, maximales et moyennes (1987-2009)

T°C \ Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Moy
T°C Max	32.5	26.8	20.2	16.4	15.9	17.6	20.9	23.3	28.2	34	37.8	37.6	25.9
T°C Min	19.4	15.6	10.2	7.2	5.6	6.6	8.5	10.3	14.4	18.8	21.9	22.5	13.5
T°C Moy	25.5	20.6	14.7	11,7	10.5	11.5	14.3	16.4	21.1	26.3	29.6	29,8	19.3

Source : Station météorologique d'oued sly

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une amplitude importante entre la température maximum et le minimum tel qu'on a une valeur moyenne de 19,3°C, la figure suivant reprints la variation mensuelle minimale, maximale et moyenne (1987-2009).

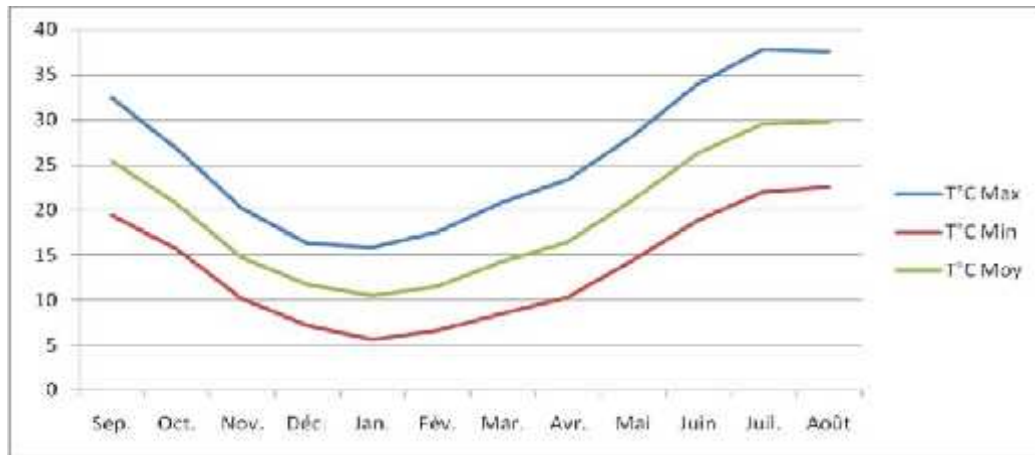


Figure I.2 : Variation de la température mensuelle minimale, maximale et moyenne (1987-2009).

I.2.3.Le vent

Il s’agit un facteur important aussi bien sur le plan agronomique que du point de vue de l’aménagiste puisqu’il représente un élément déterminant dans le choix du type d’irrigation. (Aspersion ou gravitaire) ainsi que dans l’élaboration du système de protection des périmètres (réseau de brise-vents). Les vitesses moyennes mensuelles sont dans le tableau II.2

Tableau I.2 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents (1987-2009).

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A
V(m/s)	2.8	2.3	2.2	2.4	2.1	2.3	2.7	3.0	3.1	3.2	3.9	2.5

Source : Station météorologique d’oued sly

D’après le tableau II.2 on a une variation faible de la vitesse des vents sur toute l’année

I.2.4.Le sirocco

IL s’agit d’un vent du sud pouvant causer aux cultures des dégâts très importants par l’élévation brutale des températures et la diminution de l’hygrométrie de l’air qu’il entraîne:

Tableau I.3 : Nombre de jours de sirocco.

Mois	Jan.	Fév.	Mar	Av.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Total annuel
Nombre de jours	0	0	0	1	1	2	3	4	1	0	0	0	12

Source : Station météorologique d’oued sly

I.2.5.Humidité relative de l'air

IL s'agit d'un élément important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et du couvert végétal, les résultats sont présentés dans le tableau II.4.

Tableau I.4 .L'humidité relative de l'air en (%)

Mois	jan	fév	Mar	Av	Mai	Juin	juil	Aout	sep	Oct	Nov	Déc	moyenne
%	75.5	72	65	57	52.4	44.7	37.9	41	50.5	60	72	75.5	58.7

Source : Station météorologique d'oued sly

D'après le tableau II.4 on remarque que l'humidité relative est maximale dans le mois décembre et janvier est et une valeur minimale dans le mois de juillet mais on peut dire que elle est homogène dans notre zone tel que on a une amplitude de 38% entre le maximum et le minimum.

I.2.6.L'évaporation

Tableau I.5 : Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne.

Mois	jan	fév	Mar	Av	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Ev Moyenne (mm)	29	45	85	116	161	190	212	194	138	86	41	28

Source : Station météorologique d'oued sly

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une évaporation mensuelle plus importante d'avril à septembre et octobre du mois d'octobre à mars, l'évaporation est plus faible.

I.2.7.Insolation

Les valeurs moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau Ci-après :

Tableau I.6 : Insolations moyennes mensuelles en (h)

Mois	jan	fév	Mar	Av	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Insolation (h)	5.7	6.8	7.5	8.5	9.5	10.2	11	10.6	8.9	7.4	6.1	5.2

Source : Station météorologique d'oued sly

I.2.8.La pluviométrie

La pluviométrie est d'un régime variable et irrégulier suivant les mois et les années sachant que les pluies moyennes interannuelles sont de l'ordre de 300 mm.

Tableau I.7 : Caractéristiques de la station pluviométrique d'oued sly

Nom de la Station	Code de la station	Cordonnées Lambert		Altitude (m)	Années D'observations	N
		X (km)	Y (km)			
Oues sly	012309	365.2	312.7	95	1978-2012	35ans

Tableau I.8: Série pluviométrique station d'oued sly

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1978	0	103	29	36.8	56.6	155.9	100.3	42.3	4.9	19.1	0.3	0	547.9
1979	56.1	92.6	58	46.6	71.4	13.8	71.7	45.7	44	0.6	1.1	0.5	502.1
1980	3.5	23.4	11.6	147.5	26.3	59.7	34	75.9	14.7	0.4	0	1.5	398.5
1981	0	12	0	64.3	69.4	93.4	23.1	20.1	26.6	0	0	0.6	309.5
1982	0	12	0	64.3	69.4	93.4	23.1	20.1	26.6	0	0	0.6	309.5
1983	0	3.1	91	41.5	50.8	67.8	47.8	25	74.6	11.2	0	0	412.8
1984	6.7	47.9	76.1	74.3	37.4	42.9	67.5	11.5	30.5	1.8	0	0	396.6
1985	8	30	49.8	43.4	111.5	104.7	62.8	23.8	3	21.9	1	2.9	462.8
1986	32.3	46.6	42.7	117.3	50	119.9	6	1.5	8.4	4	0.4	0	429.1
1987	17.6	43	76.7	33.2	48.1	5.6	36.9	32.8	34.3	5.4	0	0	333.6
1988	7.6	15.5	20.9	75.6	8.1	25.5	55.7	36.6	17.3	11.5	1.4	15.9	291.6
1989	18.6	8.5	23.4	16.4	67.2	0	48	80	35.2	0	0	0	297.3
1990	0.4	32.4	54.1	57.8	49.5	62.8	75.2	18.2	8.2	1.5	3.6	2.7	366.4
1991	1	18.2	42	2.4	81.9	13.3	66.8	36.3	33.8	16.1	10.3	0	322.1
1992	0	20.9	35.2	19.3	5.7	43.8	9.9	59.7	25.7	0	0	1.9	222.1
1993	20.5	20.3	34.2	26.1	40.3	41.2	2.2	21.9	9.6	0	0	0	216.3
1994	64.6	45.3	29.7	19.3	80.5	7.5	44.9	10.3	0	9.1	0	11.3	322.5
1995	43.3	29.8	51	36.7	75.6	99.4	87.2	41	34.7	2.3	11.7	1	513.7
1996	48.7	30.4	15.1	37.8	79.9	8	0.5	136.8	14.2	0.4	5.5	17.3	394.6
1997	11.9	46.9	154	24.9	13.5	40.1	9.5	47.5	92.5	0	0	0	440.4
1998	13.3	31.2	28.3	23.3	71.8	78	76.7	1.4	0.3	0	0	0.7	325
1999	31.9	16	51.1	106.6	3	0	7.2	18.7	17.7	0	0	0	252.2
2000	22.2	81.4	81.1	33	107.3	25	2.6	46.4	13.2	0	0	0	412.2
2001	19.7	1.4	112	31.5	28	5	45.5	45.3	41.1	0	0	9.8	339
2002	0	12	58.2	30.3	118.1	63.8	14.4	34.7	32.3	1	0	0	364.8
2003	3.5	19.1	63.5	71.8	24.2	46.5	7.1	41.7	60.1	10.6	1.6	0	349.7
2004	0	37.6	24.8	63.3	17	79.4	27.3	1.5	1	0	0	0.3	252.2
2005	21	36	61.4	54.4	35.5	69.4	15.5	5.2	71.7	7	0.5	1.2	378.8
2006	17.4	0	0	88.2	27.3	60.8	49.2	66.6	34.2	0	0	0	343.7
2007	39.8	31.7	40.7	16.6	21	31.8	34.8	12.6	53.6	11.7	7.3	0	301.6
2008	9.1	35.6	46.2	64.4	61.2	21	51.9	74.4	15.3	2	0	2	383.1
2009	48.1	34.5	47.3	55.6	59.5	103.8	70.2	19.9	12.1	1.3	0	39.8	492.1
2010	22.3	45.1	81.9	27.5	102.5	55.2	21.1	54.1	74.5	22	0.8	0	507
2011	8.4	25.3	73.1	18.3	24.3	96.9	26.3	123.8	7.1	0	0	0	403.5
2012	0	46.8	102	7.4	56.3	10.9	72.8	60.6	40	0	1.5	1.3	399.7

Tableau I.9 : Répartition des précipitations moyennes mensuelles

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Totale
P _m [mm]	17.07	32.4	50.4	47.9	52.8	52.75	39.88	39.83	28.94	4.59	1.34	3.18	371.3

I.2.9. classification du climat.

A partir des Indices climatiques; nous présentons une codification du climat par des formules dont le but est de voir l’interférence des différentes variables de ce climat et leur action sur la plante. Ces formules se basent principalement sur deux facteurs essentiels: pluviométrie et température ; les Indices les plus connus sont ceux d’E.MARATON (1926) et E.EMBERGER.

I.2.9.1.classification du climat selon l’indice De Martonne

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

L’indice d’aridité De Martonne, est un paramètre qui permet la classification du climat. Afin de nous renseigner sur la nécessité de l’irrigation par rapport au climat, et par conséquent il nous oriente dans le choix des cultures, il est calculé par la formule suivante :

Avec : I : Indice De Martonne

P : Précipitation annuelle en (mm)

T : Température moyenne annuelle

$$I = \frac{371.3}{19.13 + 10} = 12.3$$

Tableau I.10 : Les limites du climat d’après l’indice d’aridité de Martonne

Valeur de I	Type de climat	Irrigation
I<5	Désertique	Indispensable
5<I<10	Très sec	Indispensable
10<I<20	Sec	Souvent indispensable
20<I<30	Relativement humide	Par fois utile
I>30	Humid	Inutile

Source: Dossier I-C Analyse Des Ressource En Eau Stucky-Enhyd 2009

À partir du tableau I.11 et la valeur de l'indice d'aridité De Martonne ($I=12.3$) du climat de notre zone d'étude, on peut dire que notre climat est de type « sec » ($10 < I < 20$). donc l'irrigation souvent indispensable.

I.2.9.2. Classification du climat selon le diagramme d'EMBERGER :

Mr EMBERGER présente un diagramme composé par deux axes (sur l'axe des X on a la température du mois le plus froid et sur l'axe des Y on a le quotient pluviométrique d'EMBERGER) ce dernier se calcule comme suit

$$Q = \frac{1000 * P}{(M + m) (M - m)} = \frac{2000 * P}{M^2 - m^2} \dots\dots\dots (II.2)$$

Tel que : Q : Coefficient pluviométrique d'Emerger.

P : Précipitation moyenne annuelle en mm.

M : Température moyenne maximale du mois le plus chaude en °kelvin.

m : Température moyenne minimale du mois le plus froide en kelvin.

$$P=371.3 \text{ mm} ; \quad T_{\max} = 37.8^{\circ}\text{C} ; \quad T_{\min} = 5.6^{\circ}\text{C}$$

$$M=310.8^{\circ}\text{K} \quad m=278.6^{\circ}\text{K}$$

$$Q = \frac{2 * 1000 * 371.3}{(37.8 + 273)^2 - (5.6 + 273)^2} = 39.13$$

En portant la valeur de (Q) dans le diagramme bioclimatique D'EMBERGER ; et en fonction de la température moyenne minimale du mois le plus froid.

D'après le diagramme bioclimatique on peut dire que notre région se situe dans

- ❖ L'étage bioclimatique : semi-aride a aride
- ❖ Sous étage : Hiver tempéré

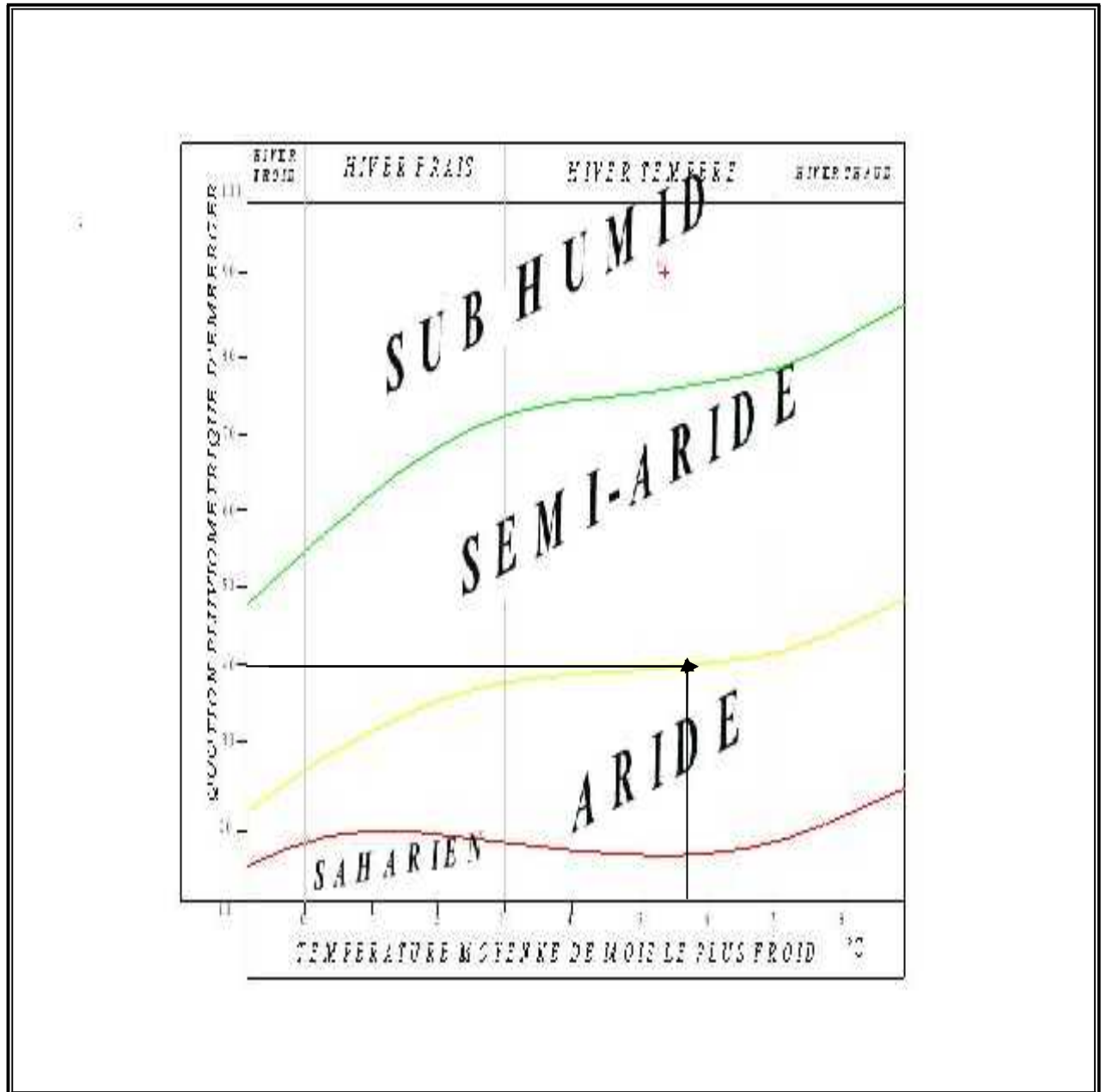


Figure I .3: Diagramme bioclimatique

I.2.9.3. Diagramme de Gaussen

Il est établi selon la méthode mise au point par GAUSSEN .Ce diagramme nous permettra donc d'évaluer l'intervalle de saisons sèche et humide, et sa position dans le temps, en faisant intervenir la pluviométrie et la température sur un même graphique. (Voir figure .II.3)

I.2.9.3.1. Description du graphe

Les deux courbes se croisent et la surface délimitée mesure l'intensité de la saison sèche et la saison humide, c'est-à-dire lorsque la courbe des températures dépasse celle des précipitations, c'est la période sèche, dans le cas contraire on dit que c'est la période humide.

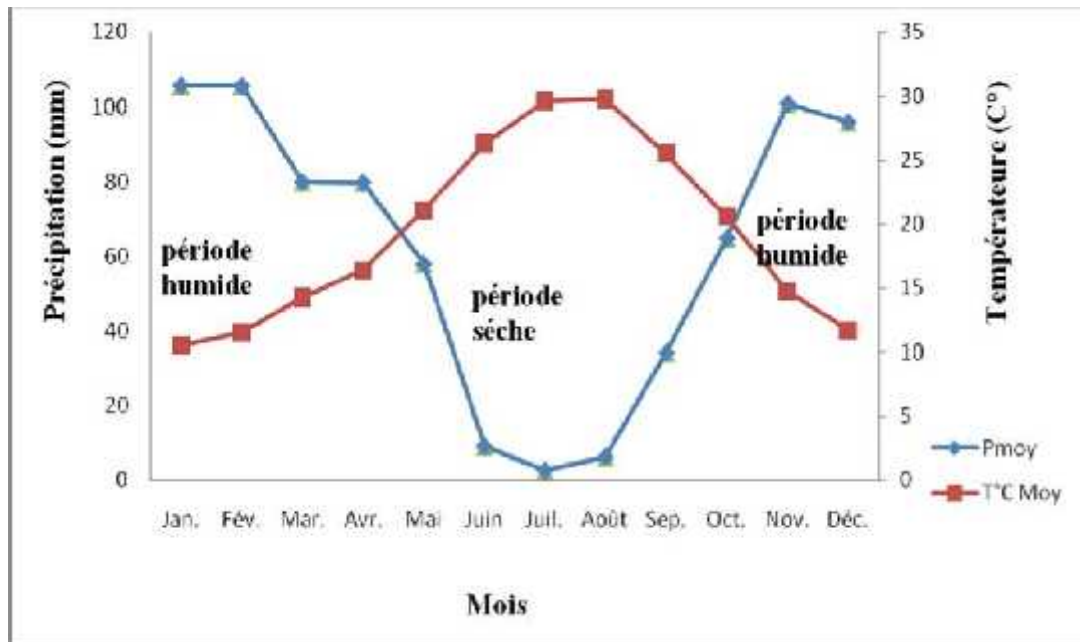


Figure I.4: Diagramme de Gaussen

Ce diagramme nous aide à avoir les périodes humides et sèches de notre zone d'étude

D'après le diagramme de Gaussen on distingue deux périodes

- A partir de mois mai jusqu'à la fin de mois d'octobre on a une période sèche
- A partir de mois d'octobre on a une période humide jusqu'à la fin de mois d'avril.

Introduction

Dans ce chapitre on a essayé de donner le maximum des informations sur les ressources en eau et en sol, par ce que avant d'entamer une étude d'un périmètre d'irrigation il faut d'abord localiser et quantifier l'eau nécessaire à l'irrigation et le type de sol, tout ce paramètre nous aide pour choisir la culture et la méthode d'irrigation convenable.

II.1. Alimentation en eau de la zone d'étude

II.1.2. Origine de l'eau d'irrigation

Les ressources en eau affectées au projet sont assurées :

-d'une part. par les volumes stockés dans le barrage de régularisation de Sidi Yacoub, construit sur l'oued Sly (volume annuel garanti : 98 Mm³).

Le barrage de Sidi Yacoub a fait des lâchés, pour l'irrigation du notre périmètre, d'un volume moyen de l'ordre de 12 Hm³ /an

-d'autre parts, par prélèvement direct dans l'oued Cheliff, dont le débit sera plus ou moins régularisé par l'ensemble des barrages réservoirs construits dans les parties amont de son bassin.

En ce qui concerne notre zone d'étude elle sera alimentée à partir des lâchés du barrage SIDI YAKOUB (chlef).

Ce barrage est situé dans la partie sud-ouest de chef-lieu de la wilaya chlef qui se trouve à 36°01'33'' Nord et 1°16'35'', où la côte minimale est 224 NGA au dessus du niveau de la mer.

Les principales caractéristiques morphologiques et hydrographiques du bassin versant du Barrage SIDI YAKOUB (chlef) sont données dans le tableau suivant :

Tableau. II.1.1 Caractéristiques morphologiques du barrage SIDI YAKOUB (chlef)

Nom du barrage	Sidi yakoub
Date de mise en service	1986
Superficie du bassin versant	923 Km²
La capacité initiale du barrage	280 Hm³
La capacité estimée (2003) du barrage	278.90 Hm³
Volume régularisé	98,00 Hm³/an
Apport réel du barrage	47,43 Hm³ (période 1990 - 2001)
Taux d'envasement	0.39 %

Source: A.B.H (chlef)

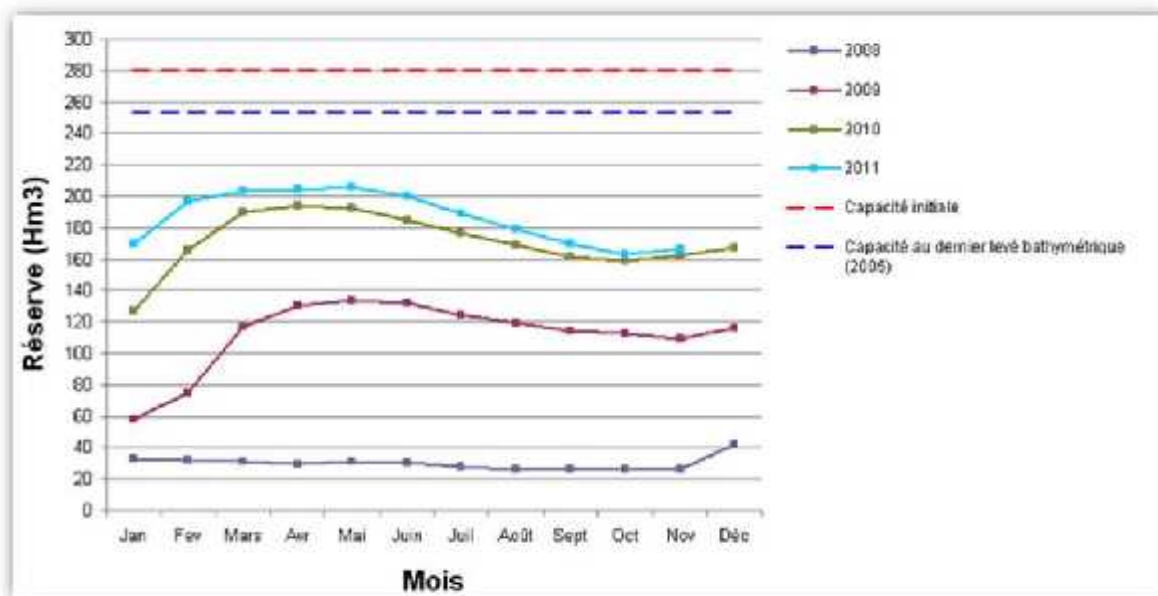


Figure II.1.1 : Variation de la mensuelle réserve de barrage (2005-2011).Source: A.B.H (chlef)



Figure II.1.2 barrage de sisi yakoub

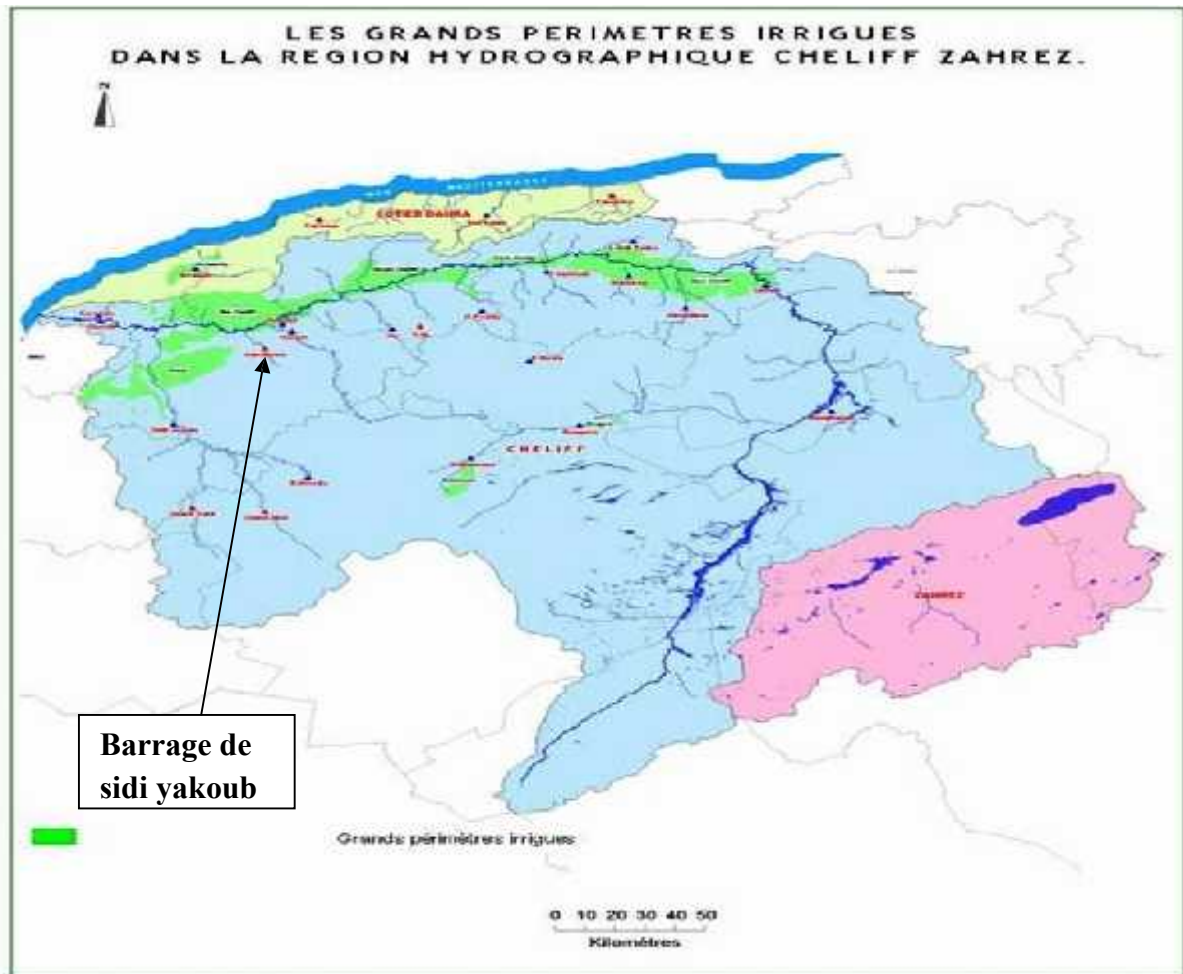


Figure II.1.3 carte hydrographique

II.1.3 Qualité des eaux d'irrigation

Il faut que l'eau exploitée pour l'irrigation accomplisse certaines conditions qui garantissant le bon développement des plantes, et permet d'éviter les impacts négatifs sur la santé publique, l'environnement et le système d'irrigation

- La qualité de l'eau d'irrigation dépend des facteurs suivants :
- La concentration totale en sels dissous
- Le rapport de Sodium par rapport aux autres cations.
- La présence de Bore et d'autres éléments toxiques

Suivant l'analyse physico-chimique effectuée sur des échantillons prélevés à laboratoire

Les caractéristiques de l'eau d'irrigation sont données par le tableau suivant :

Tableau II.1.2 : Qualité de l'eau d'irrigation (barrage sidi yakoub)

Date	Na mg /l	Mg mg/ l	Ca mg/ l	K mg /l	Cl mg /l	SO4 mg/l	PH	C.E mmhos /cm a 25°c	SAR	Minéralisati on (mg/l)
07/01/13	2	150	61	245	384	153	7.8	0.73	0.0684	1 106
04/02/13	3	100	66	238	362	92	7.8	0.72	0.1168	1 082
03/03/13	2	152	58	244	374	183	7.8	0.73	0.069	1 113
02/04/13	3	151	36	87	356	244	7.8	0.71	0.109	1 259
12/05/13	3	152	75	265	349	153	7.9	0.73	0.099	1 081
03/06/13	2	132	63	244	237	183	7.8	0.72	0.071	1 256
01/07/13	2	108	139	336	427	244	8	0.72	0.063	1 480
12/08/13	3	142	51	227	349	146	7.8	0.72	0.107	1 060
02/09/13	13	154	76	170	387	198	7.9	0.70	0.428	1 014
07/10/13	17	150	61	285	386	153	8	0.70	0.585	1 485
17/11/13	9	176	61	268	351	153	8	0.71	0.292	1 321

Source : A.N.R.H. (Blida).

Tableau II.1.3 Qualité de l'eau d'irrigation (l'oued Cheliff).

Salinité moyenne (g/l)	1.2 à 1.7	
Conductivité électrique (millimohos)	1.70 à 2.50	
(meq/l)	Ca ⁺⁺	4.9 - 5.7
	Mg ⁺	5.5 - 9.3
	Bilan ionique	6.5 - 11.3
	Na ⁺	6.6 - 10.2
	Cl ⁻	7.7 - 11.7
	So ₄ ⁻	2.5 - 3.7
	So ₃ H	
SAR	2.8-4.1	
Classement de riverside	C2-S1/C3-S2	

II.1.4 Les limites admissibles :

La classification des eaux suivant la qualité chimique a été établie selon le diagramme de classification des eaux d'irrigation, en fonction de deux paramètres, celui de la conductivité électrique CE, et le rapport d'absorption du Sodium SAR

II.1.4.1 La conductivité électrique :

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

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

Tableau. II.1.4 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique

Classe	Conductivité électrique CE (mmhos/cm) à 25°C	Qualité des eaux
C ₁	CE ≤ 0,25	Eau de risque faible
C ₂	0,25 < CE ≤ 0,75	Eau de risque moyen
C ₃	0,75 < CE ≤ 2,25	Eau de risque élevée
C ₄	CE > 2,25	Eau de risque très élevée

Remarque :

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

la conductivité électrique moyenne du barrage sidi yakoub et de C.E_{moy} = 0.72

II.1.4.2 Le SAR (Sodium Absorption Ration) :

Si l'eau est riche en Sodium, celui-ci peut se fixer sur le complexe du sol et exercer alors une action défloculation. Pour apprécier le risque alcalin, on compare donc la concentration en ions Na⁺ et celle en ions Ca⁺⁺ et Mg⁺⁺.

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

$$D'où \quad S.A.R_{moy} = \frac{5.36}{\sqrt{\frac{142.45 + 67.90}{2}}} = 0.18$$

Quatre classes de danger d'alcalinisation ont été définies en relation avec le risque salin.

Tableau II.1.5. : Classification des eaux en fonction du S.A.R.

Classe	S.A.R.	Danger d'alcalinisation
S ₁	$SAR \leq 10$	Risque faible
S ₂	$10 < SAR \leq 18$	Risque moyen
S ₃	$18 < SAR \leq 26$	Risque élevé
S ₄	$SAR > 26$	Risque très élevé

➤ **Interprétation des classes correspondant aux couples risque salins-risque alcalins**

C1 S1 Eau de bonne qualité. Précautions avec les plantes sensibles.

C1 S2 Qualité moyenne à bonne A utilisé avec précaution dans les sols lourds mal

C2 S1 drainés et pour les plantes Sensibles (arbres fruitiers).

C2 S2 Qualité moyenne à médiocre. A utiliser avec précaution. Nécessité de drainage

C1 S3 avec doses de lessivage et/ou apports de gypse.

C3 S1

C1 S4 Qualité médiocre à mauvaise. Exclure les plantes sensibles et les sols lourds

C2 S3 Utilisable avec beaucoup de précautions dans les sols légers et bien drainés

C3 S2 avec doses de lessivage et/ou apports de gypse.

C4 S1

C2 S4 Qualité mauvaise. A n'utiliser, avec beaucoup de précautions, que dans

C4 S2 les sols légers et bien drainés et pour des plantes résistantes.

C3 S3 Risques élevés. Lessivage et apports de gypse indispensables.

C3 S4 Qualité très mauvaise. A n'utiliser que dans des circonstances exceptionnelles.

C4 S3

C4 S4 Eau déconseillée pour l'irrigation.

On réfère au diagramme de classification des eaux d'irrigation (Fig.VI.1.), on peut affirmer que notre eau est caractérisée par une salinité faible avec un degré d'alcalinité faible (C2, S1), se qui montre la bonne qualité de ces eaux.

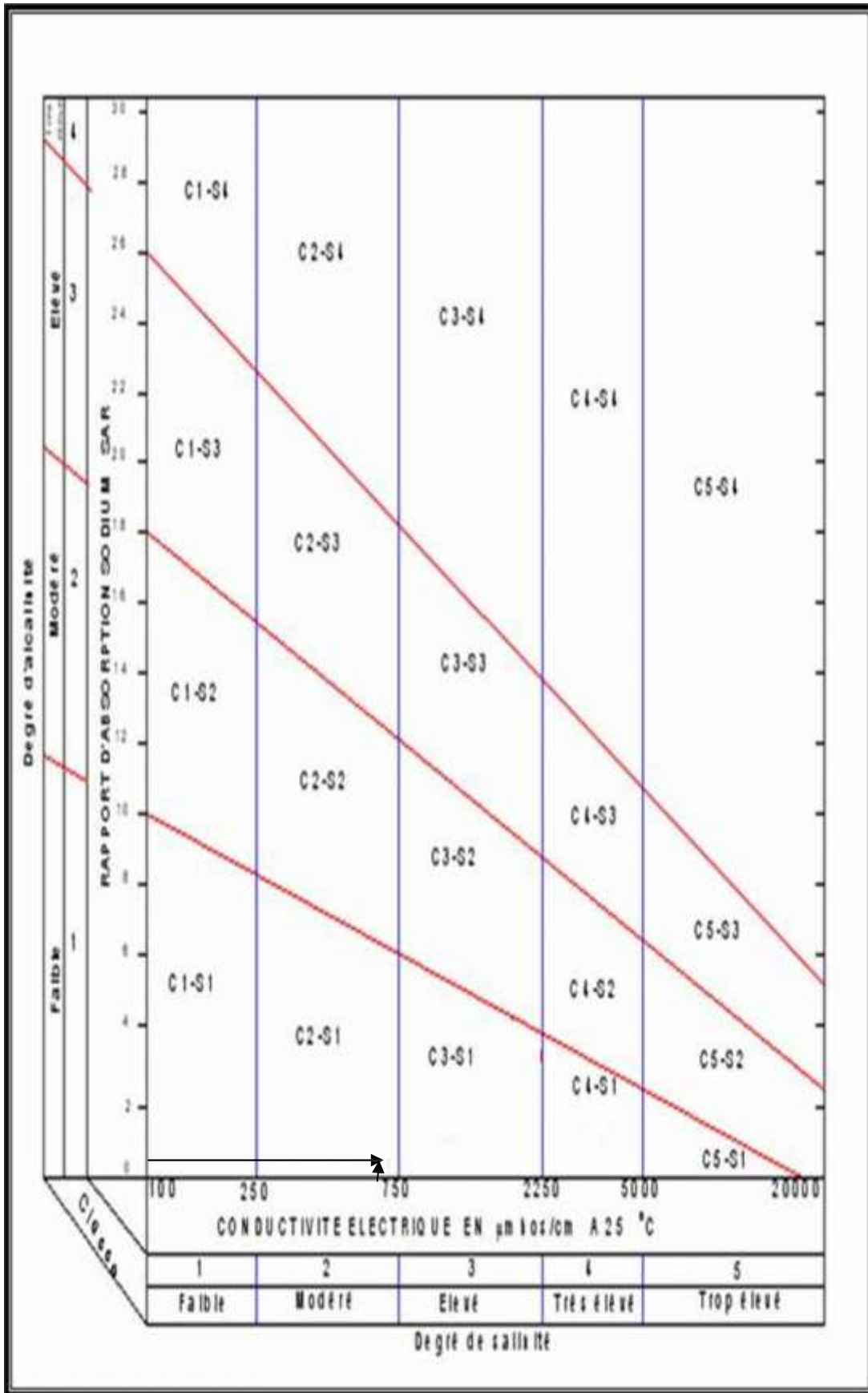


Figure II.1.4.: Diagramme de classification des eaux d'irrigation (barrage sidi ykoub)

II.2 Les ressources en sol

Les études pédologiques se rapportant à la vallée de chélif sont abondantes, l'étude de base qui reste indispensable pour une compréhension générale de la région est la thèse de monsieur J. BOULAIN de 1957.

D'après M^{er}. J. BOULAIN et L' A.N.R.H, notre zone correspond à une zone déprimée des formations alluviales.

Dans notre périmètre il ya trois type de sol ils sont repartie par zones homogènes.

Ces (3) trois ont été définies a partir des critères fondamentaux de texture, Tirification, et salinité, dont nous avons vu qu'ils constituaient les contraintes majeurs rencontrées sur le périmètre.

Zone 1 : Alluvions salées.

Cette zone est située au Nord et au sud de notre zone d'étude vers l'oued de chlef. Dans cette zone la conductivité électrique est supérieure à 4 mmhos/cm à la surface, elle croit avec la profondeur.

Zone 2 : Alluvions fortement salées et tirsitifées.

Cette zone est située au ouest de notre région vers la ville de BOUKADIR. Dans cette zone on y trouve des sols très lourds (plus de 40% d'argile), fortement tirsitifées et présentant des conductivités supérieures à 7 mmhos/cm à la surface. Donc il faut faire un bon choix de culture pour cette zone. Des cultures qui auraient la chance de développer, (une quantité d'eau importante).

Zone 3 : Alluvions anciennes et sols piémont non tirsitifées :

Cette zone est située à l'Est de notre région vers la ville de chlef, Dans cette zone on y a des sols de texture équilibrée à fine sont bien structurés et ce fait présente une très bonne perméabilité (k de l'ordre de 10 cm/h). Ils ne sont en outre jamais salés. Cette zone supporte toutes les cultures adaptées aux conditions climatiques d'oued sly.

II.2.1 Les propriétés physiques de sol

L'analyse physique de sol se fait au niveau de laboratoire (AGQ. ESPANA). Les résultats de l'analyse granulométrique dans le tableau II.2.1

Tableau II.2.1 : Résultats des analyses des échantillons de sol

Paramètre	Résultat (%)	Texture
Sable	5	Argilo-limoneux
Argile	50	
Limon	45	

II.2.2 Les propriétés chimique de sol

Connaitre les composant chimique dans le sol nous permis de aide pour choisie les cultures qui sont adapte avec notre milieux chimique qui se trouve dans notre zone d'étude.

L'analyse se fait au niveaux de laboratoire (AGQ. ESPANA). Et les résultats sont donne dans le tableau II.2.2

Tableau II.2.2 : Les propriétés chimique de sol

Paramètre	Résultat	Observations
CALCAIRE ACTIF	4.73%	La teneur en calcaire actif n'affecte pas la disponibilité d'autres éléments minéraux.
M.ORGANIQUE	1.57%	Sol pauvre en matière organique, ce qui ne favorise pas le complexe d'échange ni la structure du sol.
NITROGENE	1184.7 mg/kg	Teneur normale en azote. Amendement de fond et /ou minéralisation de la matière organique sont correctes.
PHOSPHORE	78.00 mg/kg	Sol très riche en phosphore, bien qu'on a besoin de ph légèrement acide pour que le phosphore puisse adopter des formes disponible pour la plante.
CALCIUM	14.04 meq/100g	Disponibilité adéquate de calcium, ce qui pourrait en plus avoir un effet favorable sur la structure du sol.
MAGNESIUM	3.95 meq/100g	Disponibilité élevée en magnésium, ce qui pourrait désavantager l'assimilation du potassium.
POTASSIUM	1.01 meq/100g	Bonne disponibilité de potassium pour la plante.
SODIUM	2.08 meq/100g	Teneur très élevée en sodium, ce qui pourrait provoquer une phytotoxicité, désavantager l'absorption du potassium et détériorer la structure du sol
FER	0.6 meq/100g	Très faible teneur en fer.
MANGANESE	95.3 meq/100g	Teneur adéquate en magnésium. Cependant on a besoin De ph légèrement acide pour avoir des formes disponibles pour la plante.
ZINC	0.20 meq/100g	Très faible teneur en zinc.
PH	7.85	PH basique. Disponibilité limitée de plusieurs éléments minéraux spécialement le phosphore et les oligoéléments.

Conclusion

Dans ce chapitre on a donné le maximum des informations concernant les ressources en eau (barrage Sidi Yakoub), et les ressources en sol telles que :

Notre barrage et de qualité d'eau bonne pour l'irrigation et avec un volume d'eau suffisant.

La texture lourde du sol pourrait son compactage et par conséquent limiter sa perméabilité et le développement racinaire de la plante.

Le contenu du sol en sodium n'endommage pas la structure du sol.

Le pH du sol ne va pas limiter le développement normal de la majorité des cultures.

Contenu moyen en calcaire actif, on peut avoir des problèmes nutritionnels pour les espèces sensibles.

Introduction

Le présent chapitre a pour but de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquences données, qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydro-agricole, tels que :

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

III.1. Réseau pluviométrique :

La région d'étude dispose d'une station pluviométrique gérée par l'Agence Nationale des Ressources en Hydrauliques (ANRH).

Le tableau. IV.1, décrit ci-dessous, nous indique la position de cette station.

Tableau III.1. Caractéristiques de la station pluviométrique d'oued sly

Nom de la Station	Code de la station	Cordonnées Lambert		Altitude (m)	Années D'observations	N
		X (km)	Y (km)			
Oues sly	012309	365.2	312.7	95	1978-2012	35ans

III.1.2. Choix de la station représentative de la zone d'étude

On a choisie cette station par ce qui elle situe dans la zone d'étude avec une altitude de 95 plus proche de l'altitude moyenne de notre périmètre et avec une série d'observation acceptable (35) donc elle représenter le pluviomètre de notre région. La série de la station d'oued sly se sera donnée dans le tableau ci après.

Tableau III.1.2 : Série pluviométrique station oued sly

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1978	0	103	29	36.8	56.6	155.9	100.3	42.3	4.9	19.1	0.3	0	547.9
1979	56.1	92.6	58	46.6	71.4	13.8	71.7	45.7	44	0.6	1.1	0.5	502.1
1980	3.5	23.4	11.6	147.5	26.3	59.7	34	75.9	14.7	0.4	0	1.5	398.5
1981	0	12	0	64.3	69.4	93.4	23.1	20.1	26.6	0	0	0.6	309.5
1982	0	12	0	64.3	69.4	93.4	23.1	20.1	26.6	0	0	0.6	309.5
1983	0	3.1	91	41.5	50.8	67.8	47.8	25	74.6	11.2	0	0	412.8
1984	6.7	47.9	76.1	74.3	37.4	42.9	67.5	11.5	30.5	1.8	0	0	396.6
1985	8	30	49.8	43.4	111.5	104.7	62.8	23.8	3	21.9	1	2.9	462.8
1986	32.3	46.6	42.7	117.3	50	119.9	6	1.5	8.4	4	0.4	0	429.1
1987	17.6	43	76.7	33.2	48.1	5.6	36.9	32.8	34.3	5.4	0	0	333.6
1988	7.6	15.5	20.9	75.6	8.1	25.5	55.7	36.6	17.3	11.5	1.4	15.9	291.6
1989	18.6	8.5	23.4	16.4	67.2	0	48	80	35.2	0	0	0	297.3
1990	0.4	32.4	54.1	57.8	49.5	62.8	75.2	18.2	8.2	1.5	3.6	2.7	366.4
1991	1	18.2	42	2.4	81.9	13.3	66.8	36.3	33.8	16.1	10.3	0	322.1
1992	0	20.9	35.2	19.3	5.7	43.8	9.9	59.7	25.7	0	0	1.9	222.1
1993	20.5	20.3	34.2	26.1	40.3	41.2	2.2	21.9	9.6	0	0	0	216.3
1994	64.6	45.3	29.7	19.3	80.5	7.5	44.9	10.3	0	9.1	0	11.3	322.5
1995	43.3	29.8	51	36.7	75.6	99.4	87.2	41	34.7	2.3	11.7	1	513.7
1996	48.7	30.4	15.1	37.8	79.9	8	0.5	136.8	14.2	0.4	5.5	17.3	394.6
1997	11.9	46.9	154	24.9	13.5	40.1	9.5	47.5	92.5	0	0	0	440.4
1998	13.3	31.2	28.3	23.3	71.8	78	76.7	1.4	0.3	0	0	0.7	325
1999	31.9	16	51.1	106.6	3	0	7.2	18.7	17.7	0	0	0	252.2
2000	22.2	81.4	81.1	33	107.3	25	2.6	46.4	13.2	0	0	0	412.2
2001	19.7	1.4	112	31.5	28	5	45.5	45.3	41.1	0	0	9.8	339
2002	0	12	58.2	30.3	118.1	63.8	14.4	34.7	32.3	1	0	0	364.8
2003	3.5	19.1	63.5	71.8	24.2	46.5	7.1	41.7	60.1	10.6	1.6	0	349.7
2004	0	37.6	24.8	63.3	17	79.4	27.3	1.5	1	0	0	0.3	252.2
2005	21	36	61.4	54.4	35.5	69.4	15.5	5.2	71.7	7	0.5	1.2	378.8
2006	17.4	0	0	88.2	27.3	60.8	49.2	66.6	34.2	0	0	0	343.7
2007	39.8	31.7	40.7	16.6	21	31.8	34.8	12.6	53.6	11.7	7.3	0	301.6
2008	9.1	35.6	46.2	64.4	61.2	21	51.9	74.4	15.3	2	0	2	383.1
2009	48.1	34.5	47.3	55.6	59.5	103.8	70.2	19.9	12.1	1.3	0	39.8	492.1
2010	22.3	45.1	81.9	27.5	102.5	55.2	21.1	54.1	74.5	22	0.8	0	507
2011	8.4	25.3	73.1	18.3	24.3	96.9	26.3	123.8	7.1	0	0	0	403.5
2012	0	46.8	102	7.4	56.3	10.9	72.8	60.6	40	0	1.5	1.3	399.7

III.2. Homogénéité de la série pluviométrique :

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

La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique par cette méthode repose sur le procédé suivant:

➤ On divise la série complète en deux sous séries : X et Y tel que : N_1 et N_2

Représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement

$N_1 > N_2$

➤ On constitue par la suite, la série X union Y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant. a ce stade, on attribue a chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous séries appartient elle.

➤ La condition pour que la série soit homogène est :

➤ $W_{min} < W_x < W_{max}$

➤ W_x : représente la $\sum \text{rangs} X_i$

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

$$W_{max} = [(N_1 + N_2 + 1).N_1 - W_{min}] \dots\dots\dots(IV.2)$$

➤ N_1 : Taille de l'échantillon X ;

➤ N_2 : Taille de l'échantillon Y ;

X	Y	XUY par ordre Croissant	Série d'origine	rang	XUY par ordre croissant	Série d'origine	Rang
547.9	394.6	216.3	X	1	378.8	Y	19
502.1	440.4	222.1	X	2	383.1	Y	20
398.5	325	252.2	Y	3	394.6	X	21
309.5	252.2	252.2	Y	4	396.6	X	22
309.5	412.2	291.6	X	5	398.5	X	23
412.8	339	297.3	X	6	399.7	Y	24
396.6	364.8	301.6	Y	7	403.5	Y	25
462.8	349.7	309.5	X	8	412.2	Y	26
429.1	252.2	309.5	X	9	412.8	Y	27
333.6	378.8	322.1	X	10	429.1	X	28
291.6	343.7	322.5	X	11	440.4	Y	29
297.3	301.6	325	Y	12	462.8	X	30
366.4	383.1	333.6	X	13	492.1	Y	31
322.1	492.1	339	Y	14	502.1	X	32
222.1	507	343.7	Y	15	507	Y	33
216.3	403.5	349.7	Y	16	513.7	X	34
322.5	399.7	364.8	Y	17	547.9	X	35
513.7		366.4	X	18			

Tel que :

$$\begin{array}{l}
 N_1 = 18 \\
 \checkmark N_2 = 17 \\
 \checkmark W_x = 308 \\
 \checkmark W_{min} = 264.11 \\
 \checkmark W_{max} = 384
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} N_1 \\ N_2 \\ W_x \\ W_{min} \\ W_{max} \end{array}} \right\} \Longrightarrow 264.11 < W_x < 384$$

La condition de Wilcoxon est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelle de la station d'oued sly est homogène.

III.2.1. Etude de l'échantillon et choix du type de loi :

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 :

- Loi de Gauss ou loi Normale
- Loi de Galton ou loi log -Normale

III.2.2. Etude fréquentielle des pluies annuelles

III.2.2.1. Ajustement a la loi de Gauss

La méthode de Gauss consiste a :

- ✓ Classer les valeurs des précipitations annuelles par ordre décroissant.
- ✓ Classer les fréquences des valeurs observées par la formule :

$$F(x) = \frac{n - 0,5}{N} \dots \dots \dots (IV.3)$$

Avec : n : Numéro d'ordre.
N : Nombre d'années observées.

On doit calculer :

La moyenne arithmétique : $\bar{X} = \sum \frac{X_i}{n} \dots \dots \dots (IV.4)$

L'écart type : $\delta = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$ Pour $n \geq 30 \dots \dots \dots (IV.5)$

La variable réduite de Gauss : $U = \frac{X - \bar{X}}{\delta} \dots \dots \dots (IV.6)$

Le coefficient de variation : $C_v = \frac{\delta}{\bar{X}} \dots \dots \dots (IV.7)$

Pour les calculs on a utilisée le logiciel HYDROLAB

Voire le tableau n°(IV.2), et la figure n° (IV.1)

Tableau III.2 : Les résultats Ajustement a la loi de Gauss :

			Ajustement à une loi de Gauss				% U Anderson =	0.421
	Moyenne=	371.2571429			Taille n=	35	I.C. à (en%)=	95
	Ecart-type=	83.15657551			Nb au départ	(35)	U Gauss=	1.960
Observations	Valeurs	Ordre de	Fréquence	Variable	Valeur	Valeur	Borne	Borne
classées	annuel	classement	expérimentale	réduite	expérimentale	théorique	inférieure	supérieure
547.9	216.3	1	0.0143	-2.189	216.3	189.1983146	124.905852	232.3484884
502.1	222.1	2	0.0429	-1.718	222.1	228.3565973	174.1874109	265.9309027
398.5	252.2	3	0.0714	-1.465	252.2	249.4133183	200.3655164	284.3115327
309.5	252.2	4	0.1000	-1.282	252.2	264.6877033	219.1629129	297.8367036
309.5	291.6	5	0.1286	-1.133	291.6	277.0266037	234.2031243	308.9071956
412.8	297.3	6	0.1571	-1.006	297.3	287.5791768	246.9456776	318.4952471
396.6	301.6	7	0.1857	-0.894	301.6	296.9317432	258.1334891	327.0986714
462.8	309.5	8	0.2143	-0.792	309.5	305.4271872	268.1997413	335.0098737
429.1	309.5	9	0.2429	-0.697	309.5	313.2852485	277.420974	342.4173115
333.6	322.1	10	0.2714	-0.608	322.1	320.6565218	285.9857491	349.4511007
291.6	322.5	11	0.3000	-0.524	322.5	327.649792	294.0293752	356.2061358
297.3	325	12	0.3286	-0.444	325	334.3471562	301.6530928	362.7549039
366.4	333.6	13	0.3571	-0.366	333.6	340.812992	308.9354298	369.1551088
322.1	339	14	0.3857	-0.291	339	347.0995946	315.9393129	375.4544871
222.1	343.7	15	0.4143	-0.217	343.7	353.2509066	322.7167459	381.6940232
216.3	349.7	16	0.4429	-0.144	349.7	359.305112	329.3120291	387.9102189
322.5	364.8	17	0.4714	-0.072	364.8	365.2965391	335.7640815	394.1367984
513.7	366.4	18	0.5000	0.000	366.4	371.2571429	342.1082016	400.4060841
394.6	378.8	19	0.5286	0.072	378.8	377.2177466	348.3774873	406.7502042
440.4	383.1	20	0.5571	0.144	383.1	383.2091737	354.6040669	413.2022566
325	394.6	21	0.5857	0.217	394.6	389.2633791	360.8202625	419.7975399
252.2	396.6	22	0.6143	0.291	396.6	395.4146911	367.0597986	426.5749728
412.2	398.5	23	0.6429	0.366	398.5	401.7012938	373.3591769	433.5788559
339	399.7	24	0.6714	0.444	399.7	408.1671296	379.7593819	440.8611929
364.8	403.5	25	0.7000	0.524	403.5	414.8644937	386.3081499	448.4849105
349.7	412.2	26	0.7286	0.608	412.2	421.8577639	393.063185	456.5285366
252.2	412.8	27	0.7571	0.697	412.8	429.2290372	400.0969742	465.0933117
378.8	429.1	28	0.7857	0.792	429.1	437.0870985	407.504412	474.3145444
343.7	440.4	29	0.8143	0.894	440.4	445.5825425	415.4156143	484.3807966
301.6	462.8	30	0.8429	1.006	462.8	454.9351089	424.0190386	495.5686082
383.1	492.1	31	0.8714	1.133	492.1	465.487682	433.6070902	508.3111614
492.1	502.1	32	0.9000	1.282	502.1	477.8265824	444.6775822	523.3513728
507	507	33	0.9286	1.465	507	493.1009674	458.202753	542.1487693
403.5	513.7	34	0.9571	1.718	513.7	514.1576884	476.583383	568.3268748
399.7	547.9	35	0.9857	2.189	547.9	553.3159711	510.1657973	617.6084337

Fréquence	Variable réduite	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure	Valeur	Fréquence	Période de retour
0.2	-0.842	301.2708032	263.286895	331.12728	301.2708032	0.200	5.0
0.5	0.000	371.2571429	342.108202	400.40608	371.2571429	0.500	2.0
0.8	0.842	441.2434825	411.38701	479.22739	441.2434825	0.800	5.0

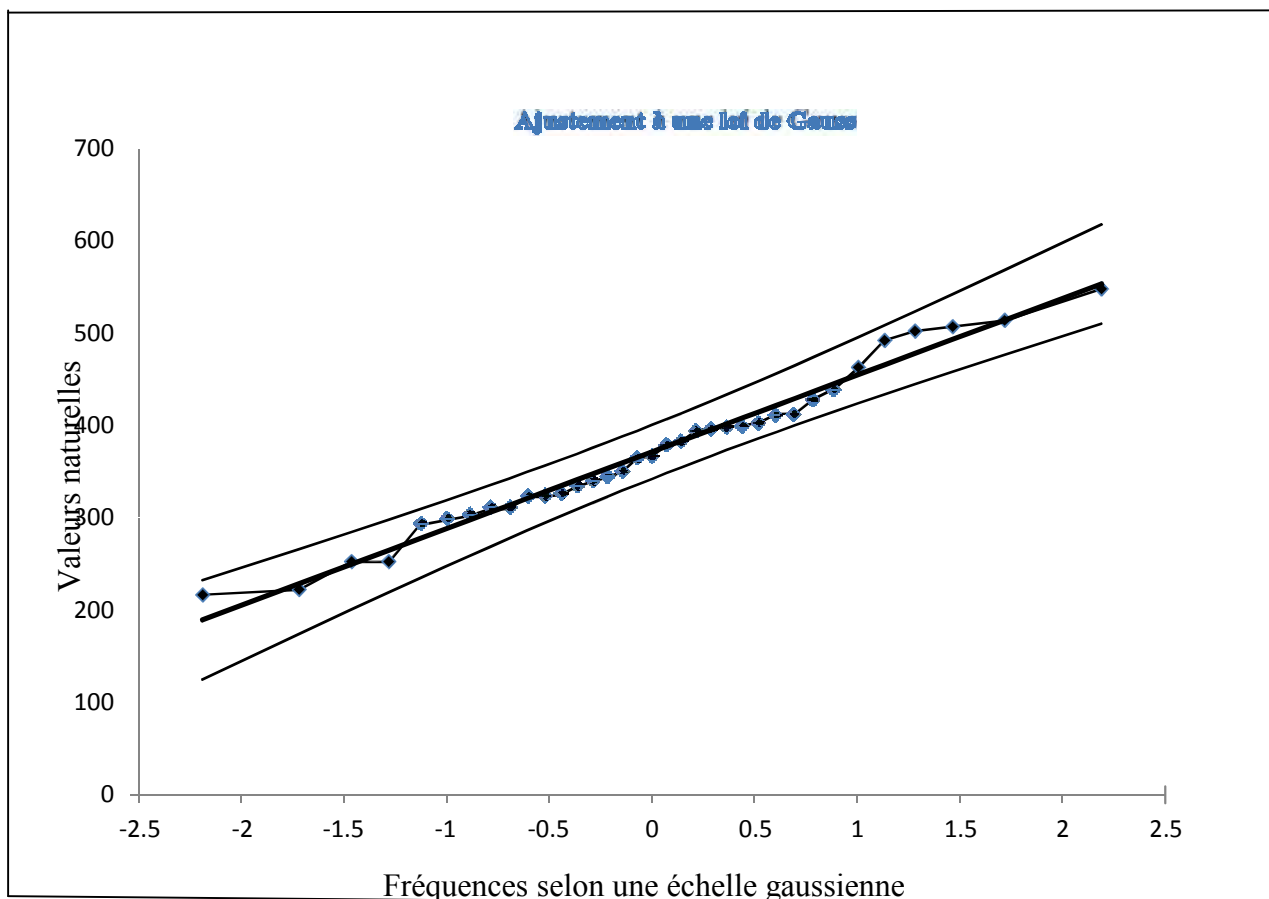


Figure III.1: Ajustement a la loi de Gauss

III.2.2.2. Ajustement à une loi Log-normale

Tableau III.3: les résultats d'Ajustement à une loi Log-normale:

		Ajustement à une loi de Galton				% U Anderson =	0.422	
	Moyenne de $\ln(x-x_0)$ =	5.89	Seuil x_0 =	0	Taille n =	35	I.C. à (en%) = 95	
	Ecart-type de $\ln(x-x_0)$ =	0.23			Nb au départ	(34)	U Gauss = 1.960	
Observations classées	Valeurs annuel	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
547.9	216.3	1	0.0143	-2.189	216.3	218.467	182.77843	246.2488
502.1	222.1	2	0.0429	-1.718	222.1	243.5368	209.55614	270.293
398.5	252.2	3	0.0714	-1.465	252.2	258.1868	225.34105	284.4331
309.5	252.2	4	0.1000	-1.282	252.2	269.3624	237.40387	295.3083
309.5	291.6	5	0.1286	-1.133	291.6	278.7425	247.51901	304.5184
412.8	297.3	6	0.1571	-1.006	297.3	287.0233	256.4254	312.7271
396.6	301.6	7	0.1857	-0.894	301.6	294.5678	264.50894	320.2809
462.8	309.5	8	0.2143	-0.792	309.5	301.5927	271.99967	327.3879
429.1	309.5	9	0.2429	-0.697	309.5	308.2395	279.04762	334.1852
333.6	322.1	10	0.2714	-0.608	322.1	314.6077	285.7573	340.7703
291.6	322.5	11	0.3000	-0.524	322.5	320.771	292.20555	347.2165
297.3	325	12	0.3286	-0.444	325	326.7865	298.45144	353.5822
366.4	333.6	13	0.3571	-0.366	333.6	332.7012	304.54227	359.9163
322.1	339	14	0.3857	-0.291	339	338.5545	310.51745	366.2614
222.1	343.7	15	0.4143	-0.217	343.7	344.3815	316.41102	372.6564
216.3	349.7	16	0.4429	-0.144	349.7	350.2144	322.25357	379.1386
322.5	364.8	17	0.4714	-0.072	364.8	356.0841	328.07361	385.7447
513.7	366.4	18	0.5000	0.000	366.4	362.0213	333.89877	392.5123
394.6	378.8	19	0.5286	0.072	378.8	368.0574	339.75683	399.4817
440.4	383.1	20	0.5571	0.144	383.1	374.2261	345.6767	406.6965
325	394.6	21	0.5857	0.217	394.6	380.5646	351.68958	414.2062
252.2	396.6	22	0.6143	0.291	396.6	387.1146	357.83023	422.0677
412.2	398.5	23	0.6429	0.366	398.5	393.9252	364.13854	430.3488
339	399.7	24	0.6714	0.444	399.7	401.055	370.66173	439.1314
364.8	403.5	25	0.7000	0.524	403.5	408.5762	377.45731	448.5178
349.7	412.2	26	0.7286	0.608	412.2	416.5803	384.59749	458.6388
252.2	412.8	27	0.7571	0.697	412.8	425.1868	392.1759	469.6668
378.8	429.1	28	0.7857	0.792	429.1	434.5576	400.31838	481.8366
343.7	440.4	29	0.8143	0.894	440.4	444.9209	409.2014	495.4819
301.6	462.8	30	0.8429	1.006	462.8	456.6159	419.08556	511.1014
383.1	492.1	31	0.8714	1.133	492.1	470.1809	430.38247	529.4922
492.1	502.1	32	0.9000	1.282	502.1	486.5541	443.80535	552.0525
507	507	33	0.9286	1.465	507	507.6145	460.77397	581.6046
403.5	513.7	34	0.9571	1.718	513.7	538.1503	484.87892	625.4142
399.7	547.9	35	0.9857	2.189	547.9	599.9048	532.22355	717.0397

Fréquence	Variable réduite	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure	Valeur	Fréquence	Période de retour
0.2	-0.842	298.1351	268.317677	323.88048	298.1351	0.200	5.0
0.5	0.000	362.0213	333.898774	392.51234	362.0213	0.500	2.0
0.8	0.842	439.5973	404.65356	488.44859	439.6536	0.800	5.0

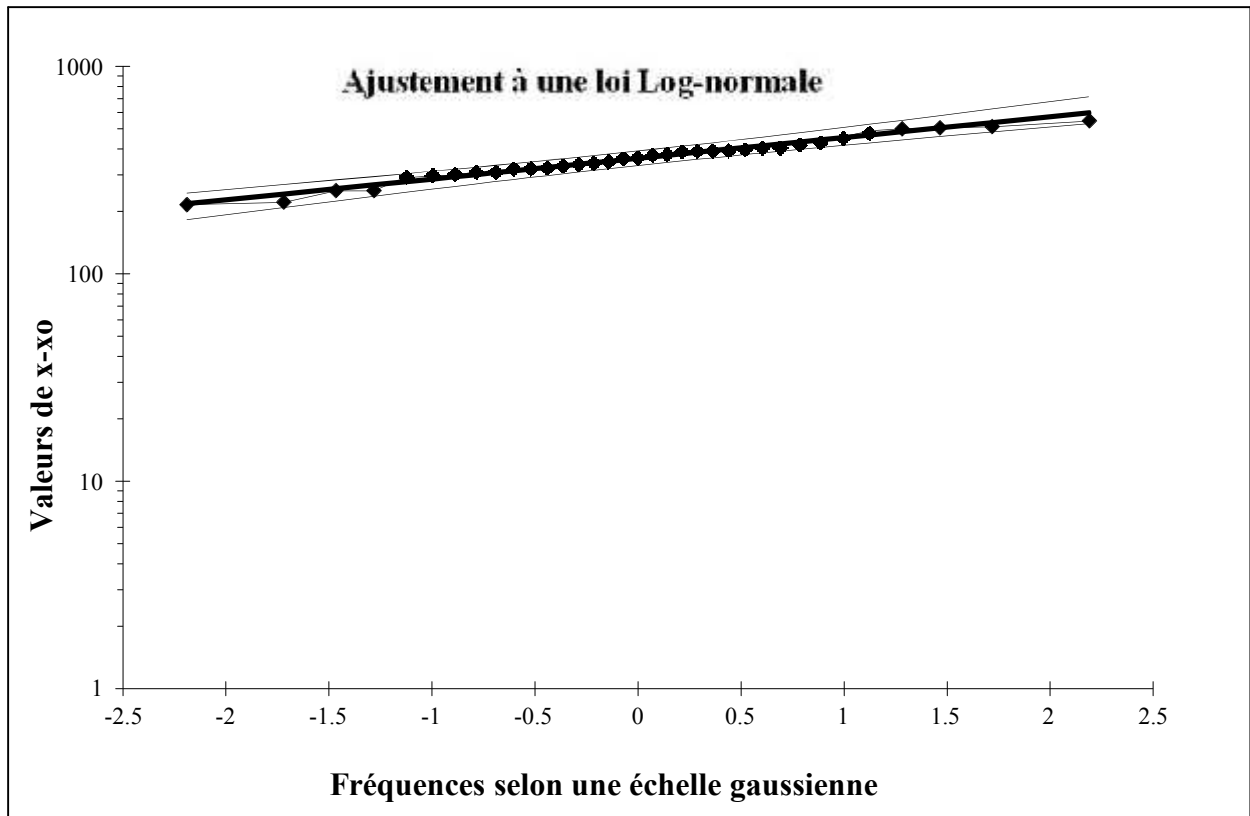


Figure III.2 : Ajustement à une loi Log-normale

III.2.2.3. Test de validité de l’ajustement à la loi choisie

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

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

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

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

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

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

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

Avec :

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

On cherche dans la table de Pearson la probabilité de dépassement correspondante au nombre de degré de liberté, définie ci-dessus par λ

III.2.2.4. Test de Khi carré

- ✓ On calcule χ^2 .
- ✓ On calcule le nombre de degré de liberté γ :
- ✓ On détermine $\chi^2_{théorique}$ sur la table de Pearson (voir tableau III.4 ci après)

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

On cherche dans la table de Pearson la probabilité de dépassement correspondante au nombre de degré de liberté, définie ci-dessus par γ

$$\gamma = k - 1 - p$$

Avec :

P : Nombre de paramètres, dont dépend la loi de répartition

Donc :

P=2 : pour la loi de Gumbel et Gauss

P=3 : pour la loi de Galton

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

Tableau III.4: table du χ^2 .

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

III.2.2.4.1. Test d'adéquation : Loi Normale

D'après le logiciel HYFRAN on obtenu les résultats suivant:

$$\chi^2_{\text{calculé}}=1.8 \quad \gamma=5$$

D'après la table de Pearson du χ^2 on a :

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 11.070$$

$$\chi^2_{\text{calculé}}=1.8 < \chi^2_{\text{théorique}}= 13.277$$

Donc l'ajustement est à considérer juste.

III.2.2.4.2. Test d'adéquation : Loi log-Normale

D'après le logiciel HYFRAN on obtenu les résultats suivant:

$$\chi^2_{\text{calculé}}=2.71 \quad \gamma=5$$

D'après la table de Pearson du χ^2 on a :

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 11.070$$

$$\chi^2_{\text{calculé}}=2.71 < \chi^2_{\text{théorique}}= 13.277$$

Donc l'ajustement est à considérer juste.

Conclusion :

Le test de Khi carré et les Figure III.1, Figure III.2 montrent que la loi de GUAUSS présente une adéquation meilleure que la loi Log Normale.

III.3. Détermination de l'année de calcul

La détermination de l'année de calcul à pour but de connaître la quantité de pluie qui peut être utilisée par la plante ; elle est une fraction de la pluie efficace (pluie de probabilité 80%), (de l'année de calcul de P80%)

Pour trouver la pluviométrie moyenne mensuelle de probabilité 80% on utilise la loi suivante :

$$P_{\text{moy } 80\% \text{ de chaque mois}} = P_{\text{moy de chaque mois}} \cdot \frac{P_{\text{théorique (80\%) annuelle}}}{P_{\text{théorique (50\%) annuelle}} \dots\dots\dots (IV.8)}$$

$$P_{\text{théorique } 80\% \text{ annuelle}} = 301.27 \text{ mm}$$

$$P_{\text{théorique } 50\% \text{ annuelle}} = 371.26 \text{ mm}$$

P_{moy} De chaque mois sont données par le tableau suivant :

Tableau III.5 : Pluviométrie moyenne pour chaque mois en mm.

Mois	sept	Oct.	nov.	déc.	Jan	Fév.	Mar	Avar	Mai	juin	juil.	aout	Année
P(mm)	17.07	32.4	50.4	47.9	52.8	52.75	39.88	39.83	28.94	4.59	1.34	3.18	371.3

Nous avons :

$$P_{\text{moy mensuelle de 80 \%}} = \frac{P_{\text{théorique}}}{P_{\text{moy annuelle}}} \cdot P_{\text{moy mensuelle}} \dots\dots\dots(IV.9)$$

$$P_{\text{moy 80 \%}} = \frac{301.27}{371.26} \cdot P_{\text{moy mensuelle}} = 0.81 \cdot P_{\text{moy menseulle}}$$

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III.6 :L'Année de calcul.

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	Jan	Fév.	Mar	Avar	Mai	juin	juil	aou t	Année
P(mm)	13.8 3	26.2 4	40.8 2	38.8 0	42.7 7	42.7 3	32.3 0	32.2 6	23.44	3.72	1.0 9	2.5 8	300.75

III.4.Calcul des Besoins en eau

Les quantités d'eau consommées par une culture dans un intervalle de temps déterminé se calculent en enlevant aux pertes représentées par l'évapotranspiration maximale (ETM),les valeurs des apports naturels constitués de la fraction des précipitations stockées dans la zone racinaire (pluie efficace p_{eff}) et d'éventuels autres apports annexes (remontées capillaires apports latéraux etc.) auxquels s'ajoute une éventuelle réserve en eau du sol R accumulée antérieurement à la période étudiée.

III.4.1. L'évapotranspiration potentielle

Face à la multiplicité de paramètres susceptibles d'influencer l'évapotranspiration, un critère plus simple a été introduit: l'évapotranspiration de référence ET0 (appelée parfois évapotranspiration potentielle). Par convention, on définit l'évapotranspiration de référence comme l'ensemble des pertes en eau d'une culture de référence (gazon) couvrant totalement le terrain, ayant une hauteur uniforme de quelques centimètres, à son stade de développement végétatif maximal et suffisamment pourvue en eau.

Dans ces conditions, l'évapotranspiration de référence dépend essentiellement de facteurs climatiques, d'où la désignation parfois adoptée d'évapotranspiration climatique.

III.4.1.1.Méthodes d'estimation de l'évapotranspiration de référence

De nombreuses formules de calcul de l'évapotranspiration de référence ont été proposées. Elles font intervenir un nombre plus ou moins important de facteurs climatiques et ont été établies initialement pour une zone particulière. Le problème du choix d'une formule appropriée se pose donc avec acuité.

Par la suite sont présentées quelques-unes de ces formules parmi les plus utilisées. Le caractère empirique de la plupart d'entre elles impose un respect strict des unités proposées par leurs auteurs. Parmi ces formules empiriques qui y'ont été proposées pour donner une estimation de l'ETP en cite :

- **Formule de Blaney Criddle**

$$ETP=K(0,46t+8,13)P.$$

Dans laquelle :

ETP : Evapotranspiration potentielle en mm/jour.

t : température moyenne (en degré Celsius).

P : pourcentage de la durée moyenne du jour pendant la même période, par rapport à la durée moyenne du jour pour l'année.

K : Coefficient dépendant du stade végétatif de la culture et de la température moyenne (de la zone climatique).

- **Formule de Turc**

$$ETP = 0,40 (I_g + 50) \times \frac{T}{T+15} \text{ en (mm/mois) si Hr} > 50\%$$

Dans laquelle :

ETP : Evapotranspiration mensuelle (mm).

T : Température moyenne mensuelle (°C).

I_g : Radiation globale mensuelle (cal/cm²/jour).

$$ETP=0,40(I_g+50).\left(\frac{T}{T+15}\right).\left(1+\frac{50-Hr}{70}\right) \text{ si Hr}<50\%$$

Dans laquelle :

Hr : L ;'humidité de l'air en %.

$$I_g=I_{ga}(0,18+0,62).\frac{h}{H}$$

Avec :

I_{ga} : Radiation maximale théorique.

H : Durée astronomique de jour en (heure/mois)

h : durée d'insolation de la station considérée en heure/mois .

$\frac{h}{H}$: Insolation relative en heures.

- **Formule de Penman**

La formule donne les meilleures estimations de l'ETP, et ceci sous tous les climats. Son seul inconvénient est de nécessiter un nombre assez important d'informations climatiques, rarement toutes disponibles sur une même station.

La formule est la suivante :

$$ETP = p'(t) \frac{Rn}{L} + \sigma \cdot \frac{Ea}{p(t) + \sigma}$$

Dans laquelle :

Rn : Rayonnement net « climatique ».

Ea : pouvoir évaporant de l'air, fonction du vent et du déficit de saturation de l'air.

L : Chaleur latente de vaporisation ($2.5 \cdot 10^6$ J/kg)

σ : Constante psychrométrique ($0,65$ h la/°C)

$p'(t)$: Valeur de dérivée de la fonction de pression partielle de vapeur d'eau saturante en fonction de la pression de vapeur d'eau en fonction de la température, pour la température de l'air T .

III.4.1.2. Autres formules de calcul de l'ETP

De nombreuses autres formules de calcul de l'évapotranspiration ont été proposées. Citons, à titre d'exemple, celles de Thornthwaite, Bouchet, Doorenbos et Pruitt, Brochet-Gerbier, Primault, Priestley et Taylor. Bien que l'applicabilité de ces formules varie selon la zone climatique dans laquelle on se trouve (en zones tropicales humides, les formules qui ne font intervenir que la température sont inadéquates), il apparaît que, d'une façon générale et quelque soit la zone considérée, les formules qui donnent les meilleurs résultats sont celles qui font intervenir la radiation (Turc, Penman, et Penman-Monteith notamment).

L'évapotranspiration potentielle peut être évaluée selon plusieurs possibilités on cite:

- L'évapotranspiromètre
- Les stations expérimentales
- Méthode de bilan hydrique

Le calcul de l'évapotranspiration de référence est effectué à l'aide d'un logiciel appelé CROPWAT 8.0, Qui est basé sur la méthode de M^r Penman et Monteith modifiée

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 km /jour

Les résultats de l'évapotranspiration de référence ET_0 sont représentés dans le tableau VI.6

Tableau III.7: Valeur de l'évapotranspiration de référence calculée par la méthode De Penmann- Montheih, exprimée en mm/jour.

Month	Min Temp	Max Temp	Humidity	Wind	Sunshine	Radiation	ET_0
	°C	°C	%	km/day	hours	MJ/m ² /day	mm/day
January	5.6	15.9	76	181	5.7	9.3	1.49
February	6.6	17.6	72	199	6.8	12.6	2.18
March	8.5	20.9	65	233	7.5	16.4	3.39
April	10.3	23.3	57	259	8.5	20.6	4.69
May	14.4	28.2	52	268	9.5	23.6	6.17
June	18.8	34.0	45	276	10.2	25.1	7.80
July	21.9	37.8	40	337	11.0	26.0	9.50
August	22.5	37.6	41	216	10.6	24.1	7.54
September	19.4	32.5	51	242	8.9	19.2	5.81
October	15.6	26.8	60	199	7.4	14.2	3.58
November	10.2	20.2	72	190	6.1	10.2	1.99
December	7.2	16.4	76	207	5.2	8.2	1.47
Average	13.4	25.9	59	234	8.1	17.4	4.63

III.4.2.Calcul de l'évapotranspiration réelle.

C'est la valeur réelle de l'évapotranspiration. Elle est inférieure à l'évapotranspiration potentielle, puisque le sol n'est pas en permanence à sa capacité de rétention. En plus, elle est considérée variable pendant la période de végétation. Ses besoins sont nécessaires pour le développement de la culture qui se trouve dans notre parcelle. Donc pour le dimensionnement on a besoin la valeur de (ETR) pour assurer le développement de notre culture.

Cette quantité d'eau (ETR) contient :

- la transpiration de la culture (mais aussi des adventices),
- l'évaporation directe à partir du sol ou des plantes.

Pour ce la on calcule l'évapotranspiration maximale (ETM) qui dépend :

- de l' ET_0 (évapotranspiration de référence).
- du végétal (type et stade végétatif).

$$ETM = K_c * ET_0 \text{ Où :}$$

- ETM : évapotranspiration maximale journalière en mm.j⁻¹

- ETo : évapotranspiration de référence en mm.j⁻¹
- Kc: coefficient cultural (tenant compte du stade de développement végétatif et de la culture)

III.4.3.La pluie efficace

Pour tenir compte des pertes, le programme CROPWAT, nous permettra de calculer la précipitation efficace, définie comme étant la fraction des précipitations contribuant effectivement à la satisfaction des besoins de l'évapotranspiration de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface, par percolation en profondeur, etc. C'est la pluie effectivement retenue dans la zone racinaire. Il est difficile d'évaluer les pluies Efficaces sans avoir recours à des mesures effectuées pendant de longues périodes, en différents endroits.

Les valeurs mensuelles, Pmoy et Peff sont regroupées dans le tableau IV.7

Tableau. III.8 : Précipitation efficace dans la zone d'étude

Station	Eff. rain method	
oued sly	USDA S.C. Method	
	Rain	Eff. rain
	mm	mm
January	42.8	39.8
February	42.7	39.8
March	32.3	30.6
April	32.3	30.6
May	23.4	22.6
June	3.7	3.7
July	1.1	1.1
August	2.6	2.6
September	13.8	13.5
October	26.2	25.1
November	40.8	38.2
December	38.8	36.4
Total	300.6	284.0

III.4.4.Calcul du bilan hydrique pour les différentes cultures :

Le choix des cultures dépend le type de sol et la source d'eau et leur résistance aux salinités.

III.4.4.1. Les superficies des différentes occupations :

Notre région est caractérisée par l'arboriculture, en particulier les agrumes, comme il montre le tableau III.9.

Tableau. III.9. les superficies des différentes occupations

Cultures		Occupation du sol (ha)
Arboriculture	Les agrumes : Mandarine, l'Orange	123.53
	Arbre à noyau : pêcher	44.8
	l'olivier	29.63
	les pommiers	16.097

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique

$$B = ETR - (Pe_{eff} + RFU)$$

B : besoin en eau d'irrigation (mm)

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

RFU : réserve facilement utilisable

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

Y : degré de tarissement, pour les sols limono-argileuses on prend (Y=2/3)

Da : densité apparente

Z : profondeur d'enracinement mm

H_{cc} : humidité à la capacité au champ

H_{pf} : humidité au point de flétrissement

Pe_{eff} : pluie efficace

L'irrigation est faite lorsque $B > 0$ (bilan hydrique) .

A partir de l'abaque de caractéristiques hydriques du sol on tire la réserve utile et l'humidités pondérales (à la rétention H_{cc} , du flétrissement H_{pf}) selon la texture de sol.

Le résultat sont donne dans le tableau suivant :

Tableau. III.10. Les caractéristiques hydriques du sol

La texture	H_{cc}	H_{pf}	RU	RFU
Argilo-limoneuse	31	15	252	168

Donc Pour les sols Argilo-limoneuse $RU=210$ mm/m, on prend la profondeur d'enracinement de l'arboriculture 1,20m on trouve $RU=252$ mm. Donc $RFU=168$ mm

Tableau III.11. Calcul du bilan hydrique pour Les agrumes :

Mois	K _C	ET ₀ (mm/jour)	ET ₀ (mm/mois)	ETM (mm/mois)	P _{eff} (mm/mois)	RFU (mm/mois)	B (mm/mois)
J	0,68	1.49	46.19	31.41	39.8	13.57	0
F	0,70	2.18	63.22	44.25	39.8	9.12	0
M	0,70	3.39	105.09	73.56	30.6	00	42.96
A	0,70	4.69	140.7	98.49	30.6	00	67.89
M	0,70	6.17	191.27	133.88	22.6	00	111.29
J	0,70	7.8	234	163.8	3.7	00	160.1
J	0,70	9.5	294.5	206.15	1.1	00	205.05
A	0,69	7.54	233.74	161.28	2.6	00	158.68
S	0,68	5.81	174.3	118.52	13.5	00	105.02
O	0,66	3.58	110.98	73.25	25.1	00	48.15
N	0,65	1.99	59.7	38.81	38.2	00	0.61
D	0,65	1.47	45.57	29.62	36.4	8.58	0

On remarque que la période déficitaire s'étend sur 09mois (mars, avril, mai juin, juillet, aout, septembre, octobre, novembre), donc on calcule le besoin pour cette période.

Tableau III.12 . Calcul du bilan hydrique pour les pêcher

Mois	K _C	ET ₀ (mm/jour)	ET ₀ (mm/mois)	ETM (mm/mois)	P _{eff} (mm/mois)	RFU (mm/mois)	B (mm/mois)
J	0,78	1.49	46.19	36.0282	39.8	0.37	0
F	0,72	2.18	63.22	45.5184	39.8	00	5.72
M	0,5	3.39	105.09	52.545	30.6	00	21.95
A	0,5	4.69	140.7	70.35	30.6	00	39.75
M	0,58	6.17	191.27	110.9366	22.6	00	88.37
J	0,73	7.8	234	170.82	3.7	00	167.12
J	0,89	9.5	294.5	262.105	1.1	00	261.01
A	0,95	7.54	233.74	222.053	2.6	00	219.45
S	0,95	5.81	174.3	165.585	13.5	00	152.08
O	0,95	3.58	110.98	105.431	25.1	00	80.33
N	0,91	1.99	59.7	54.327	38.2	00	16.13
D	0,85	1.47	45.57	38.7345	36.4	00	2.33

On remarque que la période déficitaire s'étend sur 11mois a partir de mois février jusqu'un le mois décembre

Tableau III.13: Calcul du bilan hydrique pour l'olivier

Mois	K _C	ET ₀ (mm/jour)	ET ₀ (mm/mois)	ETM (mm/mois)	P _{eff} (mm/mois)	RFU (mm/mois)	B (mm/mois)
J	0.75	1.49	46.19	34.6425	39.8	1.76	0
F	0.75	2.18	63.22	47.415	39.8	0	7.62
M	0.5	3.39	105.09	52.545	30.6	0	21.95
A	0.5	4.69	140.7	70.35	30.6	0	39.75
M	0.5	6.17	191.27	95.635	22.6	0	73.03
J	0.8	7.8	234	187.2	3.7	0	183.5
J	0.74	9.5	294.5	217.93	1.1	0	216.83
A	0.89	7.54	233.74	208.0286	2.6	0	205.43
S	0.95	5.81	174.3	165.585	13.5	0	152.08
O	0.95	3.58	110.98	105.431	25.1	0	80.33
N	0.95	1.99	59.7	56.715	38.2	0	18.52
D	0.89	1.47	45.57	40.5573	36.4	0	4.16

On remarque que la période déficitaire s'étend sur 11 mois à partir de février jusqu'au mois décembre.

Tableau III.14 : Calcul du bilan hydrique pour les pommiers

Mois	K _C	ET ₀ (mm/jour)	ET ₀ (mm/mois)	ETM (mm/mois)	P _{eff} (mm/mois)	RFU (mm/mois)	B (mm/mois)
J	0.6	1.49	46.19	27.71	39.8	14.987	0
F	0.7	2.18	63.22	44.25	39.8	10.533	0
M	0.8	3.39	105.09	84.07	30.6	0	53.47
A	0.9	4.69	140.7	126.63	30.6	0	96.03
M	1	6.17	191.27	191.27	22.6	0	168.67
J	1.1	7.8	234	257.4	3.7	0	253.7
J	1.1	9.5	294.5	323.95	1.1	0	322.85
A	1.1	7.54	233.74	257.11	2.6	0	254.51
S	0.9	5.81	174.3	156.87	13.5	0	143.37
O	0.8	3.58	110.98	88.78	25.1	0	63.68
N	0.8	1.99	59.7	47.76	38.2	0	9.56
D	0.7	1.47	45.57	31.90	36.4	6.301	0

On remarque que la période déficitaire s'étend sur 9 mois (mai, avril, mars, juin, juillet, août et septembre, octobre, novembre), donc on calcule le besoin pour cette période.

III.4.5. Les Besoins mensuels totaux en eau des cultures.

Tableau III.15 : Les Besoins mensuels totaux en eau des cultures.

besoin en eau totaux				
cultures	l'olivier	pêchers	agrumes	les pommiers
J	0	0	0	0
F	7.62	5.72	0	0
M	21.95	21.95	42.96	53.47
A	39.75	39.75	67.89	96.03
M	73.03	88.37	111.29	168.67
J	183.5	167.12	160.1	253.7
J	216.83	261.01	205.05	322.85
A	205.43	219.45	158.68	254.51
S	152.08	152.08	105.02	143.37
O	80.33	80.33	48.15	63.68
N	18.52	16.13	0.61	9.56
D	4.16	2.33	0	0

III.5. Calcul du débit spécifique

III.5.1. Débits spécifiques

Le but est de définir les débits nécessaires que le système d'irrigation doit véhiculer pour répondre à la demande en eau des cultures. Les débits spécifiques sont définis d'après les besoins en eau de chaque culture, évalués précédemment à partir de la répartition culturale. Ces débits spécifiques sont définis par la formule et permettront de déterminer les débits à la parcelle et à l'entête de l'entité d'étude.

$$Q_{sp} = \frac{B_{pointe} \cdot 0,00386}{K}$$

Tel que : Q_{sp} : Débit spécifique.

B_{pointe} : Les besoins de pointe

K : Coefficient d'efficacité globale du système d'irrigation = 0,75

Tableau III.16 : Débits spécifiques des différents Modèles.

Modèles	Mois de pointe	Besoin (mm/mois)	Débit de pointe (l/s/ha)
l'olivier	juillet	216.83	1.115
pêchers	juillet	261.01	1.343
agrumes	juillet	205.05	1.055
pommiers	Aout	254.51	0.109

Le débit de pointe pris en considération pour le calcul hydraulique des canalisations est celui de la culture la plus exigeant 1.343 l/s/ha, correspondant au mois de juillet

Tableau III.17: Les besoins totaux en m³

Les cultures	Besoins annuels (mm)	Superficies occupées (ha)	Besoins annuels (m ³)
L'olivier	1003.2	29.63	29724.816
pommier	1365.84	16.097	21985.93
pêcher	1054.24	44.8	47229.952
Les agrumes	899.75	123.53	111146.1175
Les besoins annuels de périmètre			210086.82

III.5.2.Comparaison entre le volume de la retenue et les besoins des cultures:

Le volume régularisé de barrage est de 12 Hm³/an, et le besoin total des secteurs est de 210086.82m³. Donc notre barrage peut satisfaire les besoin de périmètre.

Conclusion

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

Ces derniers sont importants à connaître, car ils peuvent nous indiquer si la quantité d'eau est suffisante ou pas .donc les calculs permettent de confirmer que les lâchés qui sont fait au niveau de barrage sidi yakoub est suffisant pour l'irrigation de notre périmètre.

INTRODUCTION

L'irrigation est l'application de l'eau au sol dans le but de rafraîchir ce dernier et l'atmosphère, par ce moyen réaliser les conditions les plus favorables pour la croissance des plantes.

Mais quelque soit l'origine de l'eau (cours d'eau naturel, nappe souterraine, eau de barrage) et son mode de transport (canaux, conduits sous pression), le problème qui se pose est comment répartir cette eau sur le sol de façon que les plantes en tirent le maximum de profit.

Cependant, le moyen de répartition de l'eau sur le sol ne doit pas toujours répondre à ce critère d'une production maximale, donc on doit essentiellement envisager un choix minutieusement détaillé du mode d'irrigation et de la technique d'arrosage et compatibilité avec les contraintes de la région d'étude.

IV.1. Les différentes techniques d'arrosage:

- L'irrigation de surface
- L'irrigation par aspersion
- L'irrigation localisée ou micro irrigation

IV.1.1. L'irrigation de surface

L'irrigation de surface regroupe l'ensemble des techniques d'arrosage dans lesquelles la répartition de l'eau à la parcelle se fait entièrement à l'air libre par simple écoulement à la surface du sol.

La répartition de l'eau est assurée grâce à la topographie du terrain, et aux propriétés hydriques du sol (ruissellement, infiltration, et capillarité).

fondée sur la méthode d'application de l'eau : ruissellement, submersion ou technique mixte.

A- Irrigation par ruissellement :

a) – Les planches de ruissellement :

On divise la surface à irriguer en bandes rectangulaires prise dans le sens de la plus grande pente.

En général, la longueur des planches varie de 5 à 30 m. et leur largeur de 50 à 800 m.

L'irrigation par planches convient le mieux aux pentes inférieures à 0,5 %. Cependant, les pentes longitudinales maximales des planches peuvent atteindre 4 % à 5 %.

Les sols convenant le mieux à cette technique sont les sols moyennement filtrants.

L'irrigation par planches s'applique aux cultures telles que les prairies, les céréales et les vergers.

La préparation des planches est minutieuse et coûteuse et exige une main-d'œuvre qualifiée et des équipements de terrassement performants.

Les pertes par percolation profonde et en colature est importante, et font remonter dangereusement le niveau des nappes phréatiques.

Les efficacités observées, s'échelonnent dans une gamme très large allant de 45 % à 85 %.

b) – L'arrosage à la raie

Consiste à amener l'eau à la plante, par une série plus au moins dense (espacement d'environ 0,75 à 1 m.) de petits fossés à ciel ouvert à pente faible mais régulière.

Les raies sont tracées suivant la ligne de plus grande pente du terrain pour des pentes < 02 %. Pour des pentes > 02 % les raies sont orientées obliquement par rapport à la ligne de plus grande pente. La forme des sections des raies peut être triangulaire, trapézoïdale ou parabolique avec :

- Largeur : 25 à 40 cm.
- Profondeur : 15 à 30 cm.

L'arrosage à la raie se pratique sur les terrains d'environ 0,5 à 4 % de pente et convient à toutes les cultures de céréales et de plantes sarclées (Maïs, Coton, Pomme de terre etc.). L'arrosage à la raie pose de sérieux problèmes d'application de l'eau lorsque la longueur des raies devient importante (supérieure à 250 m.).

Il exige une main d'œuvre abondante et qualifiée pour la conduite des arrosages.

L'efficacité des arrosages telle qu'elle est constatée peut se situer entre 40 % et 70 %.

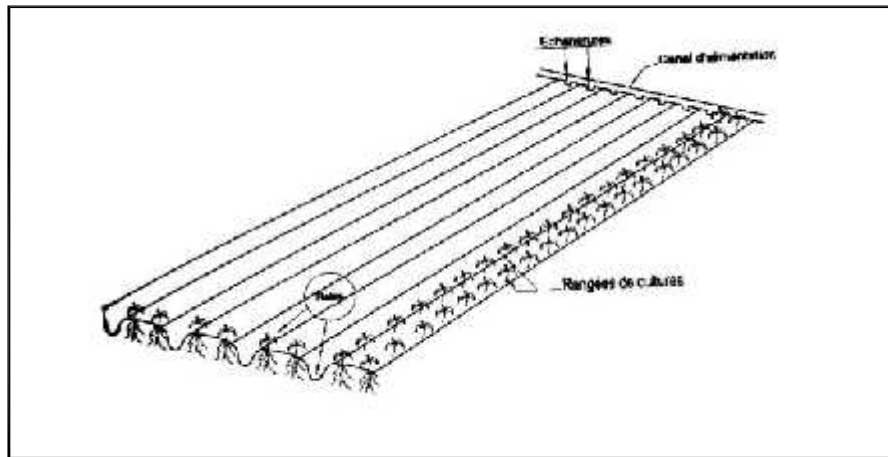


Figure IV.1. Irrigation à la raie

B- Irrigation par submersion

Dans la pratique de la submersion, l'eau est apportée et répandue aussi vite que possible sur l'ensemble de la parcelle à irriguer avant la phase d'infiltration proprement dite. La pratique de la submersion, nécessite l'aménagement du terrain en bassins de submersion, avec des petites digues de 30 à 40 cm. De hauteur et une revanche minimum de 10 cm.

L'irrigation par submersion est une technique d'arrosage appliquée de préférence en terrain presque plat (moins de 0,1 % de pente).

L'uniformité de l'arrosage est directement liée à trois (03) facteurs :

- 1). Faible perméabilité (terrain très peu ou moyennement perméable)
- 2). Qualité du nivellement.
- 3). Fort débit d'apport.

La nécessité du nivellement implique généralement des travaux de terrassement importants et coûteux.

Ce système d'irrigation s'emploie dans les rizicultures, les pâturages, les vergers, les prairies, les céréales en ligne, mais en raison du coût du nivellement des parcelles, il est généralement réservé à des terrains plats.

L'efficacité de la technique d'irrigation en submersion se situe entre 45 et 70%

L'application d'une couche d'eau sur la surface de sol à irriguer provoque leur tassement et le rend moins perméable et par conséquent gêne l'aération du sol.

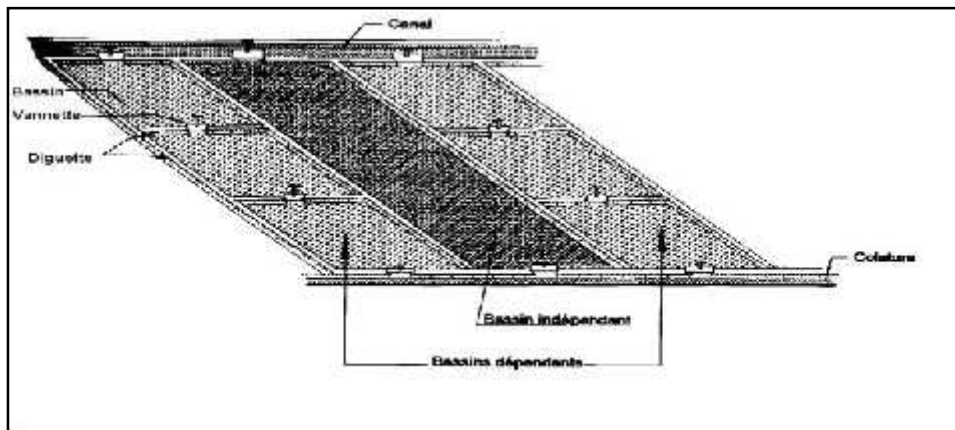


Figure IV.2. Irrigation par submersion

IV.1.2- L'irrigation par aspersion

L'irrigation par aspersion est une technique relativement récente qui consiste à reproduire sur le sol le phénomène naturel de la pluie, avec toute fois le contrôle de l'intensité et de la hauteur de l'averse.

Il existe de nombreuses variantes de l'aspersion en termes de débit et de diamètre d'aspersion, de hauteur du jet au-dessus du sol (au-dessus des cultures, en dessous de feuillage), de type de mécanisme pour l'asperseur... etc.

IV.1.2.1 Avantages

- Ne nécessite aucun aménagement préalable de la surface à irriguer.
- Augmentation du coefficient d'utilisation des terres.
- Permet une économie d'eau importante.
- Met à la disposition des exploitants des conditions d'arrosage très simples.
- Nécessite moins de main d'œuvre.
- Possibilité d'automatisation du système.
- Assure une forte oxygénation à l'eau.

IV.1.2.2. Désavantages

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

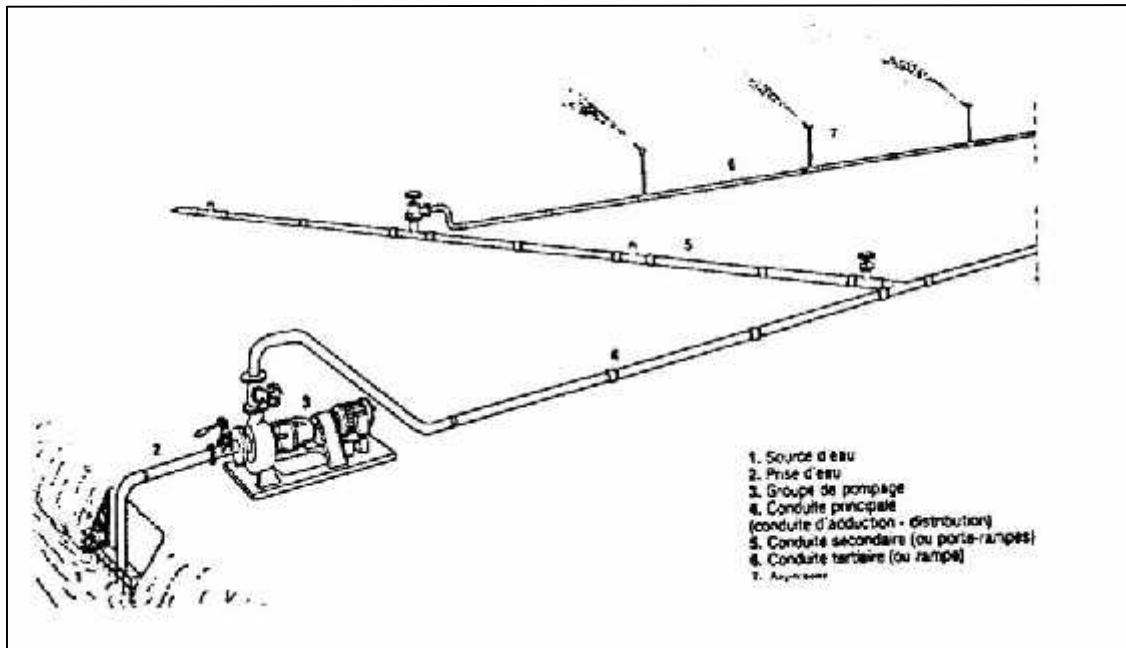


Figure. IV.3. L'irrigation par aspersion

IV.1.3. L'irrigation localisée

L'irrigation localisée ou micro irrigation, est une méthode qui regroupe plusieurs systèmes de distribution de l'eau à la parcelle. Elle se caractérise par :

- La mise en place sur la parcelle d'un réseau de canalisation.
- Une discontinuité des points d'apport permettant de n'irriguer que les zones utiles à la plante.
- Des débits faibles généralement inférieurs à 100 l/h.
- Une distribution fréquente pour maintenir un certain volume d'eau à un niveau voisin de la capacité au champ.

Selon le type de distribution utilisé, l'eau se localise par points (goûteurs, gaines), par lignes (tubes poreux) ou par surface plus au moins grandes (muni diffuseurs, micro-asperseurs).

L'efficacité de l'irrigation localisée est excellente. Elle est située entre 70% à 95%.

L'irrigation localisée est surtout pratiquée en cultures maraîchères ou fruitières.

IV.1.3.1 Avantages

- Une économie d'eau très importante : La perte du moyen de transport est minime. L'évaporation, le ruissèlement et la percolation profonde sont réduits par rapport aux autres systèmes d'irrigation.
- Les économies d'énergie : Une petite unité de puissance est requise par rapport aux systèmes d'irrigation par aspersion.
- La réduction des mauvaises herbes et les maladies : En raison de la surface mouillée limitée.
- Peut-être automatisée : Engrais et produits chimiques peuvent être appliqués avec de l'eau à travers le système d'irrigation
- Amélioration de la production sur des terres marginales : Sur un terrain vallonné, de micro-irrigation systèmes peuvent fonctionner sans les eaux de ruissèlement et sans ingérence du vent.
- Une économie de mains d'œuvre (système fixe).
- Le non sensibilité aux vents forts.
- Elle permet un dosage régulier en engrais.
- L'humidité au voisinage des racines reste élevée.

IV.1.3.2. Désavantages

- La gestion de ces Microsystèmes d'irrigation a normalement des besoins d'entretien plus élevés. Les particules de sol, d'algues, ou des dépôts minéraux peuvent obstruer les dispositifs d'émission.
- Dommages potentiels causés par des animaux: Les rongeurs et les insectes peuvent causer des dommages à certains composants
- Coût d'investissement élevé :
- Contrôle difficile des goutteurs.
- Risque d'obstruction des goutteurs.
- Risque de salinisation
- Nécessite une main d'œuvre qualifiée

Introduction

L'objet de ce chapitre de dimensionnement du réseau d'irrigation localisé de la culture choisie (agrume), dans la parcelle S12 pour voir comment répartir l'eau à l'intérieur de la parcelle.

V.1. Dimensionnement du réseau d'irrigation localisée

V.1.2. Données générales

Cultures : Les agrumes

- Espacement entre arbres : 4m
- Espacement entre arbres rangs : 6m
- Caractéristique de goutteur
- Débit nominale : 4l/h
- Pression nominale : 10mce
- Espacement des goutteurs : 1m

- **Caractéristiques des conditions climatiques**

Besoin en eau journaliers 6.61 mm/j

- **Caractéristique des données de bases**

Temps maximum journaliers de travail 10h/24h

- **Détermination des données de bases**

Surface de la parcelle $S_{tot}=13.65$ ha

V.1.2. Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée

V.1.3. Influence du taux de couverture du sol

Principalement l'irrigation localisée pour les cultures en ligne où une partie seulement de la surface est occupée par les plantes ; donc les chiffres des besoins en eau déterminés par les méthodes ou toute la surface est considérée à irriguée doivent être multipliés par un coef de réduction « K_r » dépendant du taux de couverture « C_r »

Le coef K_r est donné par plusieurs formules comme :

- La formule de Keller et Karmeli (1974) :

$$K_r = \frac{C_s}{0.85} \quad \text{Plafonné à}$$

➤ La formule de Freeman et Garzoli :

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

➤ La formule de Decroix (CTGREF) :

$$K_r = 0.1 + C_s$$

Pour notre cas on considère un taux de couverture égale à 60% (pour les arbres adultes)
donc :

$$K_r = 0.71 \text{ Selon Keller et Karmeli ;}$$

$$K_r = 0.80 \text{ Selon Freeman et Garzoli ;}$$

$$K_r = 0.70 \text{ Selon Decroix (CTGREF).}$$

On prend le ($K_r = 0.71$),

Irrigation traditionnelle demanderait pour le mois de pointe et $M_{\text{pointe}} = 6.61 \text{ mm / jour}$

(Tableau des besoins en eau). En irrigation localisée les besoins se réduisent à

$$ETM_r = ETM_{\text{pointe}} * K_r$$

$$ETM_r = 6.61 * 0.71 = 4.69 \text{ mm}$$

V.1.4 Réserve facilement utilisable RFU

$$RU = 210 \text{ mm/m}$$

H = 1,2m pour les agrumes H : profondeur d'enracinement

$$\text{Donc } RU = 252 \text{ mm}$$

$$RY = \frac{2}{3} \quad Y : \text{degré de tarissement admis}$$

$$RFU = \frac{2}{3} * 250 = 168 \text{ m}$$

V.1.4.1 : Pourcentage de sol humidifié

Tableau V.1. Pourcentage de sol humidifié

H _{CC} (%)	H _{pf} (%)	Y	Z (mm)	n	S _{pd} (m)	S _h (m)	S _r (m)	S _a (m)
27	13	2/3	1200	2	1	2	6	4

Tel que :

H_{cc} : humidité à la capacité au champ.

H_{pf} : humidité au point de flétrissement.

Y : degré d'extraction de l'eau du sol.

Z : profondeur d'enracinement en (mm).

P : volume de sol humidifié.

n : Nombre de point de distribution par arbre.

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

S_h : Largeur de la bande humidifiée.

S_r : Ecartement entre rangs d'arbre.

S_a : Espacement des arbres sur les rangs⁴.

$$q_g = 4l / h$$

$$e_g = 1m$$

$$e_r = 6m$$

D'après l'annexe (4) : P=27%

V.1.5 : Dose nette

$$D_{nette} = RFU * P = 186 * 0,27 = 45,36mm$$

V.1.6. Dose brute

C'est le volume d'eau d'irrigation nécessaire en pratique.

B_{net} et B_{brut} sont liées par l'équation suivante la dose brute d'arrosage dépend en fait de l'uniformité de l'irrigation et de l'efficacité du réseau

$$D_{brut} = \frac{D_{net}}{C_U} \quad \text{Donc} \quad D_{brut} = \frac{45.36}{0,9} = 50.4mm$$

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

V.1.7. Fréquence d'arrosage

Cette valeur dépend de la transpiration journalière moyenne dans la période de pointe des cultures et de la dose appliquée à chaque arrosage.

$$f = \frac{D_{nette}}{ETM_r} = \frac{50.4}{4,69} = 11 \text{ jours}$$

V.1.8. La durée d'arrosage

$$t = \frac{b_{brut} * E_g * E_r}{q_g} = \frac{50.4 * 1 * 6}{8} = 37.8$$

$$t : \text{Irrigation / jour} \rightarrow \frac{38}{8} = 5 \text{heurs}$$

Ecartement des lignes $E = 6m$. On a le chois entre différents goutteurs de débits varie $q = (1 : 2 : 4 : 6 : 8) l/h$.

V.1.9. Choix des goutteurs dans la zone d'étude et la densité des cultures

Pour nos cultures en utilise généralement 2 goutteurs de débits de 4l/s.

Pour chaque poste on doit déterminer les paramètres de calcul.

V.1.10. Nombre de poste

$$N = \frac{\text{Temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}} = \frac{10}{5} = 2 \text{ postes}$$

Donc $N = 2$ postes

V.1.11. Surface de la parcelle (poste)

$$S_p = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}} = \frac{13.65}{2} = 6.83 \text{ ha}$$

V.2. Calcul hydrauliques

V.2. 1. Conditions hydrauliques

La variation maximale du débit entre goutteur :

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

La variation maximale de la pression.

$q = K \cdot H^x$; $x = 0,5$ (caractéristique du goutteur).

$$\frac{\Delta q}{q(g)} = n \cdot \frac{\Delta H}{H(n)} ; \text{ telle que :}$$

$q(g)$: débit nominal du goutteur ;

$H(n)$: pression nominale.

$$0,1 = 0,5 \frac{\Delta H_{\max}}{10}$$

$$\Delta H_{\max} = \frac{1}{0,5} = 2 \text{ m.c.e.}$$

La répartition de la perte de charge est :

Perte de charge singulière :

On a $\Delta H = p.c.s + p.c.l$

Avec

$$p.c.s = 10\% \cdot \Delta H = 0.2 \text{ m}$$

Perte de charge linéaire : $p.c.l = \Delta H - p.c.s = 1.8 \text{ m}$

1/3 sur les porte- rampes $P.d.c (pr) = 0,6 \text{ m c e}$;

2/3 sur les rampes $P.d.c (r) = 1,3 \text{ m c e}$.

V.2.2. Le débit

$$Q_r = Q_g \cdot N_{g/r}$$

$$Q_{pr} = Q_r \cdot N_r$$

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

V.2. 2.1. Calcul pour le poste 01: S₁=6.83 ha

Par ce que on a une deux poste ayant les même caractéristique géométrique on fait un seul dimensionnement.

La longueur de la rampe : 201.2m

La longueur de la porte rampe : 339.1m

La longueur de la conduite secondaire : 340.6m

V.2. 2.1. .Le nombre d'arbres par rampe :

$$N_{\text{arbres}} = \frac{L_r}{E_r} = \frac{201.2}{4} = 50 \text{ arbres}$$

V.2. 2.1.2. Nombre des goutteurs par rampe :

$$N = N_{\text{arbres}} * n = 50 * 2 = 100 \text{ goutteurs}$$

V.2. 2.1.3. Le nombre des rampes :

$$N_{\text{rampe}} = \frac{L_{pr}}{E_r} = \frac{339.1}{6} = 56 \text{ rampes}$$

V.2. 2.1.4. Débit de la rampe :

$$Q_r = N_g * Q_g$$

$$Q_r = 100 * 4 = 400 \text{ l/h}$$

V.2. 2.1.5. Débit de la porte rampe :

$$Q_{Pr} = Q_r * N_r = 400 * 56 = 22400 \text{ l/h}$$

V.2.2.1.6. Débit de la conduite secondaire

$$Q_{Cs1} = Q_{Pr} * N_{Pr} = 22400 * 2 = 44800 \text{ l/h}$$

V.2.3. Dimensionnement des différentes parties du réseau

V.2.3.1. Le diamètre des rampes et les porte rampes

Le diamètre de rampes ainsi que de portes rampes est calculé d'après les formules

On propose que les rampes en PEBD.

$$\varnothing_r (\text{cal}) = \left[\frac{\text{P.d.c} (r) \times 2,75}{0,478 \times Q(r)^{1,75} L(r)} \right]^{-\frac{1}{4,75}}$$

$$\varnothing_{Pr(cal)} = \left[\frac{P.d.c (pr) \times 2,75}{0,478 \times Q(pr)^{1,75} L(pr)} \right]^{-\frac{1}{4,75}}$$

Avec :

- P.d.c (r) : La perte de charge dans la rampe
- Q(r) : Le débit de la rampe en l/h
- L(r) : La longueur de la rampe en m.
- $\varnothing_r (cal)$: Le diamètre de rampes
- $\varnothing_{Pr} (cal)$: Le diamètre de portes rampe

V.2.3.2.Perte de charge

Pour la détermination des pertes de charges des différents tronçons de la canalisation on applique la formule de "Tison"

$$i = \frac{0,478}{2,75} \cdot D^{-4,75} \cdot Q^{1,75}$$

la perte de charge unitaire

$$j = \frac{L}{2,75} i$$

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

Ou : L : la longueur de la conduite ; (m)

Q : débit (l/h)

D : diamètre intérieur de la canalisation (mm)

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau

Tableau V.2: calcul de D_{cal} de la rampe

poste	surface (m2)	Lr maximale(m)	Ng	Qr (l/h)	P.d.c(r) (m)	Dcal (mm)	D n (mm)	hcal(m)
1	68300	201.2	100	400	1,2	18.36	20	0.83

La valeur de la perte de charge calculée est inférieure à 1.2 mce (la valeur maximale).

Tableau V.3: calcul de D_{cal} du porte-rampe

poste	surface(m2)	Lpr(m)	Npr	Ng	Q pr (l/h)	P.d.c(pr) (m)	D cal (mm)	D n (mm)	H cal(m)	V (m/s)
1	68300	339.1	2	5600	22400	0,6	105.23	125	0.26	0.13

La valeur de la perte de charge calculée est inférieure à 0.6 mce (la valeur maximale)

V.2.3.3. Diamètre des conduites qui assure un débit d'extrémité

Pour calculer le diamètre on doit fixer la vitesse d'écoulement (valeur optimale) d'environ 1.5 m/s tel que :

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

Q : débit de la conduite considérée

V : vitesse d'écoulement.

V.2.3.3.1. Diamètre des conduites secondaires

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau

Tableau V.4: calcul des diamètres des conduites secondaires

poste	L (m)	Q(m3/s)	Vsupposé(m/s)	Dcal(mm)	D n(mm)	Vcal(m/s)
1	340.6	0.018	1,5	123.63	125	0.162

V.2.3.3.2. Diamètre de la conduite principale a la sortie de la borne

Tableau V.5: calcul de diamètre de la conduite a la sortie de la borne

L (m)	Q(m3/s)	Vsupposé(m/s)	Dcal(mm)	D n(mm)	Vcal(m/s)
6	0.018	1,5	123.63	125	0.162

Tableau V.6: les pertes de charge de la borne jusqu'au le goutteur le plus défavorable

Tableau V.6. Les pertes de charge dans défirrent conduite.

	La rampe	Porte rampe	Conduite secondaire	Conduite de sortie
Longueur (m)	201.2	339.1	681.2	6
Diamètre (m)	20	125	125	125
Débit (l/h)	400	22400	64800	64800
Perte de charge(m)	0.83	0.26	2.37	0.04

A partir de tableau on peut déterminer la perte de charge totale entre la borne d'irrigation jusqu'à le goutteur le plus défavorable, cette somme est égale a 3,5 m

Donc la pression demandée à la borne égale a la pression nominale plus la somme des pertes de charge.

$$P=10+3,5 =13,5 \text{ m}$$

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné un exemplaire d'un réseau localisé projeté sur la parcelle S12, et on a calculé la pression nécessaire a la sortie de borne N^{br}15, afin d'assurer la pression nominale de 10m.c.e dans le goutteur le plus éloigné et cela assurera le bon fonctionnement des autres goutteurs.

Introduction

Les ouvrages d'adduction ont généralement de grandes dimensions. Le terme d'adduction désigne le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation.

VI.1.Types d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte.

VI.1.1.Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

IV.1.2.Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée

IV.1.3. Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir.

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (gravitaire-refoulement).

b) Cas de refoulement

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise la formule approchée de **BRESS**

$$\text{Formule de BRESS} \quad D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{IV.5})$$

Q: débit à élever en m³/s.

Remarque :

La formule de Bress n'est valable que pour les longueurs de conduite ≤ 1 Km (cas de notre projet).

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres

VI.2.Le réseau de distribution

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. L'eau est distribuée à partir de ce réseau qui doit être dimensionné de telle façon à assurer le débit maximal et la pression suffisante à chaque parcelle

VI .2.1.Principe du tracé d'un réseau de distribution

Pour tracer un réseau de distribution il faut :

- Choisir les lieux des bornes de distribution.
- Tracer les conduites principales de telle façon qu'on peut prévoir les conduites secondaires.
- Déterminer le sens de l'écoulement.

VI .2.2. Mode du tracé et implantation des bornes

L'emplacement des bornes d'irrigation est le premier problème auquel doit s'attaquer le projeteur. Le réseau étant en effet destiné à amener l'eau en un certain nombre de points, il est préférable d'étudier d'abord les tracés des conduites et après on place les bornes.

La position de chaque borne résulte d'un compromis entre l'intérêt économique qu'il y a à limiter le nombre de bornes et le désir d'une utilisation facile par l'agriculteur.

En effet une forte densité améliore les conditions de travail des agriculteurs en diminuant les longueurs de canalisation mobile de surface, mais il en résulte une augmentation importante des frais d'installation du réseau fixe.

On admet généralement que l'implantation des bornes répond aux critères suivant :

- Pour les zones de petites et moyennes exploitations :
 - une prise par ilot d'exploitations.
 - quatre (04) prises maximum sur une même borne.
 - bornes implantées en limites d'ilots.
 - prend en considération la possibilité d'une modification de la structure foncière.
- pour les zones a grande exploitation.
 - La borne se situe au centre de la parcelle.
 - 4 prises sur les mêmes bornes.

VI .2.2.1 Rôle et fonction de la borne d'irrigation

La borne assure quatre fonctions :

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

VI.3.Les débits caractéristiques pour les différentes parcelles

Le dimensionnement du réseau de distribution nécessite la détermination des débits caractéristiques des différentes parcelles qui constituent le périmètre à étudier.

Le calcul des débits caractéristiques pour les différentes parcelles s'effectue à partir la formule suivante :

$$Q_{car} = q_s \cdot S \dots \dots (VI.1)$$

tel que q_s : débit spécifique du mois de pointe en (l/s/ha)

S : la superficie de la parcelle en (ha)

Les résultats de calcul sont donnés sous forme de tableau ci-après

Tableau VI.1. Les débits caractéristiques pour les différentes parcelles.

La surface totale	Les parcelles	La surface (ha)	Le débit caractéristique (l/s)	Les parcelles	La surface (ha)	Le débit caractéristique (l/s)
214 ha	S1	7.887	10.592	S9	28.84	38.732
	S2	8.21	11.026	S10	26.78	35.96
	S3	7.537	10.122	S11	12.8	17.190
	S4	16.62	22.321	S12	13.65	18.332
	S5	17.78	23.879	S13	12.27	16.479
	S6	16.1	21.622	S14	15.84	21.273
	S7	8.737	11.734	S15	13.79	18.520
	S8	7.231	9.711			

VI.3.1. Dimensionnement du réseau de distribution

Le Calcul a été fait à l'aide du logiciel Epanet dont la figure VIII.1 représente la distribution des vitesses et des pressions.

Tableau VI.2. Caractéristiques des nœuds et bornes d'irrigation

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud 1	81.5	0.00	96.45	14.95
Noeud 3	81	0.00	95.71	14.71
Noeud 4	81.55	18.52	95.46	13.91
Noeud 5	81.86	0.00	95.57	13.71
Noeud 7	81.8	21.27	94.82	13.02
Noeud 10	81.8	16.47	94.38	12.58
Noeud 11	81	0.00	95.40	14.40
Noeud 12	82	0.00	95.36	13.36
Noeud 13	81.8	21.62	94.25	12.45
Noeud 15	81	18.33	94.96	13.96
Noeud 16	81.72	0.00	95.33	13.61
Noeud 18	81	0.00	95.30	14.30
Noeud 19	81.8	10.12	93.20	11.40
Noeud 20	80	0.00	95.25	15.25
Noeud 21	75.6	35.97	87.00	11.40
Noeud 22	81.3	0.00	95.04	13.74
Noeud 24	79.75	46.20	92.48	12.73
Noeud 27	75.81	38.73	91.36	15.55
Noeud 28	81.2	0.00	94.95	13.75
Noeud 29	79.89	43.06	94.30	14.41
Noeud 31	81	17.19	95.53	14.53
Noeud 2	94.5	0.00	148.85	54.35
Bâche 6	155	-287.48	155.00	0.00

Tableau VI.3.Caractéristiques des conduites de distribution

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau 2	22.91	140	18.52	1.20	11.17
Tuyau 3	172.22	630	251.77	0.81	0.83
Tuyau 7	56.94	630	214.03	0.69	0.65
Tuyau 8	150.41	160	21.62	1.08	7.37
Tuyau 12	350	125	10.12	0.82	6.00
Tuyau 13	140.32	630	163.96	0.53	0.37
Tuyau 14	422.83	160	35.97	1.79	19.52
Tuyau 15	292.20	500	127.99	0.65	0.71
Tuyau 19	725.49	315	43.06	0.55	0.90
Tuyau 17	91.17	400.	81.79	0.65	0.95
Tuyau 18	496.5	200	38.73	1.23	7.24
Tuyau 23	64.54	630	192.41	0.62	0.52
Tuyau 24	67.57	630	174.08	0.56	0.43
Tuyau 25	247.3	630	230.50	0.74	0.69
Tuyau 26	232.3	160	16.47	0.82	4.37
Tuyau 27	322.7	200	21.27	0.68	2.32
Tuyau 28	799.7	630	270.29	0.87	0.92
Tuyau 5	210.8	200	18.33	0.58	1.74
Tuyau 6	253.1	200	46.20	1.47	10.13
Tuyau 9	597.7	200	17.19	0.55	1.54
Tuyau 10	511.3	400	287.48	2.29	10.25
Tuyau 1	1868	500	287.48	1.46	3.29

Où : $V = \frac{4Q}{\pi D^2}$

Si $D \leq 250\text{mm}$ il faut que $V \leq 1.5 \text{ m/s}$

Si $300 \leq D \leq 800$ il faut $V \leq 2 \text{ m/s}$

ϵ : coefficient de rugosité équivalente de la paroi

Dans notre projet on prend $\epsilon = 0.001$

Φ : Diamètre de la conduite.

-On a $F_{exp} = E_a * e$

F_{exp} : frais d'exploitation

E_a : énergie consommée annuellement par l'installation de pompage en (Kwh) donnée par :

$E_a = P * t * 365$

t : c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t = 6\text{h}$

P: puissance de la pompe en (kW)

La formule suivante : $P = \frac{9,81.Q.HMT}{\eta_p}$ (Kw)(VIII.8)

Q : le débit à refouler.

HMT : la hauteur manométrique totale.

η_p : Le Rendement de pompage (%).

e : le tarif de l'énergie électrique. $e = 4.13\text{Kw/h}$ (SONELGAZ).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau **VIII.14**

Frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (IV.15)$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \quad (IV.16)$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 25 \text{ ans}$

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{25} - 1} + 0,08 = 0,0936 = 9.367 \%$$

Tableau VI.4. Les frais d'exploitation et d'amortissement.

D (mm)	λ	Σhp_{tot} (m)	HMT (m)	Pt (Kw)	Ea (Kwh)	Fexp (DA)	Prix des conduites ml	Prix tot des conduites	amortissement
315	0.0273 63	15.99254 288	70.492 543	128.3 25	281032 .84	1160665. 624	3 048.10	2840219. 58	265 844.55
400	0.0252 54	4.532510 211	59.032 51	107.4 63	235345 .09	971975.2 26	5 442.01	5070864. 92	474 632.96
500	0.0237 81	1.398607 231	55.898 607	101.7 58	222851 .15	920375.2 509	7 653.64	7131661. 75	667 523.54
630	0.0226 7	0.414591 2	54.914 591	99.96 7	218928 .17	904173.3 445	13 349.84	1243938 0.91	1 164 326.05

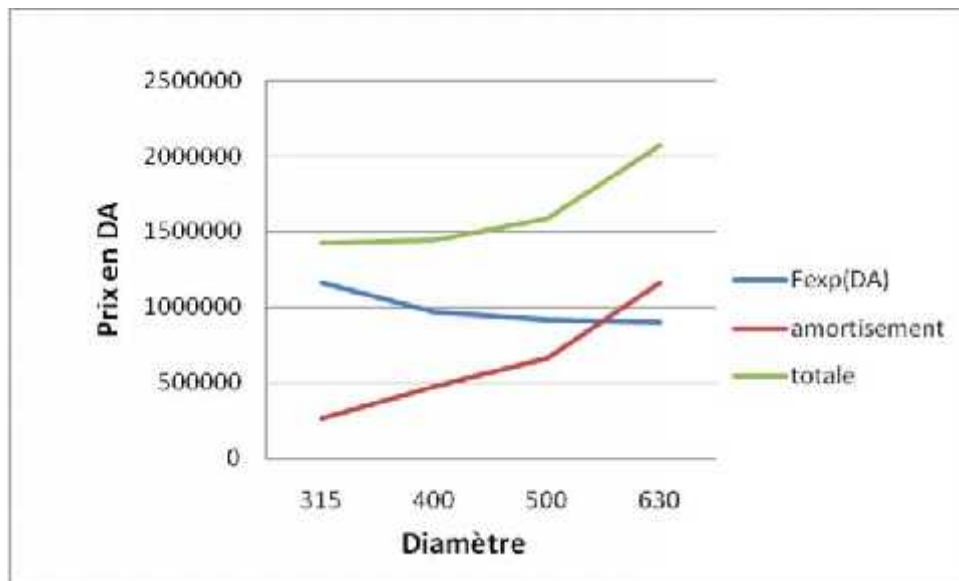


Figure VI.2 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : **D=500 mm** avec une vitesse d'écoulement :

$$\rightarrow V = \frac{4Q}{\pi \cdot D^2} = 0.73 \text{ m/s} \leq 2 \text{ m/s} \text{ la condition de la vitesse et vérifier. Avantageuse}$$

VI .4.1. Dimensionnement de la station de pompage

La position de la source d'alimentation et le réservoir nécessitent la construction d'une station de pompage qui permet de fournir une charge pour faire face à l'aspect accidentel du terrain.

Donc on fait une étude et un choix des pompes adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale le long de l'adduction.

VI .4.2. Etude des variantes

Pour la détermination de la variante la plus économique, il y aura lieu de tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera, à respecter.

- Tout d'abord, il importe de rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une pente toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- Il y a lieu d'éviter les contre-pentes.

D'après le lever topographique un seul tracé peut être retenu, cependant nous proposons 2 variantes sur laquelle la station de pompage est implantée.

Après les différentes propositions une seule variante sera retenue

VI.4.3. Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage

Un projet d'irrigation est constitué d'une prise d'eau, une station de pompage et un bassin d'irrigation.

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

- Il ne faut jamais construire la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables
- Les lignes d'électricité doivent être placées le long de champ d'isolement des routes et des quartiers d'habitation
- Il faut prendre en considération la distance entre la station de pompage et les différents ouvrages urbains, une distance qui assure l'élimination des dangers provoqués par l'un au l'autre.
- Choisir le cheminement le plus court pour la conduite de refoulement pour réduire les pertes de charges ainsi que les travaux de terrassement.

- Construire la station de pompage en prenant en considération les normes internationales dans ce domaine.

La station de pompage doit être équipée de

- L'accès à tous les ouvrages
- Plateforme avec une très bonne qualité de béton
- Prévoir des moyens de dérivation des eaux pluviales, drainage par des caniveaux.

VI .4.4.Choix du tracé

Nous recherchons le tracé de l'adduction le plus court possible à partir de la station de pompage vers le réservoir de stockage.

Après le choix du tracé retenu on adopte la longueur suivante

- La longueur de la conduite d'adduction est 931,8 m

VI.5.1.Dimensionnement du réservoir de stockage

Pour le stockage de l'eau et de régularisation des débits et des pressions. et pour, que le réseau de distribution soit alimenté par gravité, on a besoin d'un réservoir de stockage.

Pour dimensionner ce réservoir on doit connaître le volume d'eau journalier que nous voulons stocker dans le réservoir ce volume se calcule à partir de :

- Le besoin maximum journalier en mm/j
- La fréquence d'arrosage en j/mois
- La durée d'arrosage en h/j
- La surface totale en ha

Cultures : pêchers

- Espacement entre la culture : 4 m
- Espacement entre les rangs : 6 m

Caractéristiques

- Débit nominale : 4 l/h
- Pression nominale : 10 mce
- Espacement des goutteurs 1 m
- Le nombre de goutteurs par culture 2
- Besoin en eau journaliers de la culture 8,41 mm/j
- le taux de couverture 0,71%
- RFU est 168 mm/mois

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivant

Tableau : VI.5 : calcul de volume journalier nécessaire

La surface totale (ha)	214
La culture la plus exigeante	pêcheurs
Le besoin max j (mm/j)	8.41
Débit de pointe (l/s/ha)	1.343
Le besoin (m ³ /h)	1035
La fréquence d'arrosage j/mois	9
La durée d'arrosage en h/j	5
Volume journalier Nécessaire (m ³)	5175

Tableau VI.6: les dimensions de réservoir de stockage

Le réservoir	Volume journalier Nécessaire (m ³)	Hauteur du réservoir (m)	Le rayon du réservoir (m)
R1	5175	6	17

VI.5.2. Détermination des débits a refouler vers le réservoir

À partir des volumes journaliers nécessaires pour le secteur A on peut déterminer le débit à refouler vers le réservoir à l'aide d'une supposition sur le temps de fonctionnement de la station de pompage.

On suppose que la station de pompage fonctionne seulement 6 heures, donc le débit à refouler est calculé par la formule

$$Q = \frac{V}{T} \dots\dots\dots(VIII.2)$$

Telque : V c'est le volume journalier nécessaire

T c'est le temps de fonctionnement de la station de pompage

Tableau VI.7 : le débit à refouler vers le réservoir

La station de pompage	V (m ³)	T (heurs)	Q (m ³ /h)
1	5175	10	517.5

VI.5 .3.Détermination de la hauteur manométrique totale

La HMT est donnée par la formule suivante :

$$HMT = Hg_{moy} + \Sigma Pdc + P_{exh} \dots\dots\dots(VIII.3)$$

- Hg_{moy} = Hauteur géométrique
- ΣPdc = somme des pertes de charge linéaires et singulières.
- P_{exh} : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur)= (1,0÷1,5) m;
On prend $P_{exh} = 1$ m

$Hg^{moy} = (Hg^{max} + Hg^{min})/2$ telle que :

$$Hg^{max} = \nabla_{max} - NPHE$$

$$Hg^{min} = \nabla_{max} - NPHE$$

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

Pour: $Q < 3m^3/s$

Tableau VI.8. la hauteur manométrique totale de la conduite de refoulement

La conduit	L(m)	Hg^{moy}	ΣPdc	P_{exh}	HMT
1	931.8	54.5	1.4	1	55.9

VI.5.5.Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

Le couplage choisi est le couplage en parallèle

VI.5.6.Choix du nombre de pompes

- Les critères de choix du nombre de pompes sont :
- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH) r minimale ;
- Nombre d'étages minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

VI.5.7.Choix du type de pompes

Les critères de choix du type de pompes sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

VI.5.7.1.pompes à axe horizontale monocellulaires

Tableau VI.9. : Les pompes a axe horizontale monocellulaires

n	Q(m ³ /h)	HMT(m)	Type de pompe	V (tr/min)	η (%)	P(KW)	NPSH _r (m)
1	518	55.9	MEC-AZRBH2/125A	2950	70.4	122	3.91
2	259	55.9	MEC-AZ3/80E	2950	77.6	27.4	4.03
			MEC-A3/100E	2950	72.4	34.6	3.75
			MEC-A5/100A	2900	73	63.9	2.02
3	172.66	55.9	E8S50/4A+MC617	2900	75.7	12.3	2.85
			E9S50/3Q+MC620	2920	69.1	12.8	3.48
			E6S55/8L+MC620	2920	64.9	14.2	5.5

La pompe à axe horizontale monocellulaires choisie est E8S64/4A+MCH640.

Donc le choix final de la pompe est MEC-AZ3/80E type MEC-AZ3/80E

On trouve que cette pompe à comme caractéristiques

- Diamètre d'aspiration $D_a = 100$ mm
- Diamètre de refoulement $D_r = 80$ mm
- Débit $Q = 259\text{m}^3/\text{h}$
- Hauteur manométrique totale $H = 55.9\text{m}$
- La vitesse de rotation $n = 2950$ tr/min
- Puissance absorbée $P_a = 27.4\text{Kw}$.
- $NPSH_r = 4.03\text{m}$

- Le rendement $\eta = 77.6\%$

VI.5.7.2.Choix du nombre de pompes de secours

D'après le choix du nombre de pompes. On détermine le nombre de pompes de secours.

Les intervalles des nombres de pompes sont :

Si : $N_p \leq 4 \rightarrow 1$ pompe de secours

$4 < N_p \leq 6 \rightarrow 2$ pompes de secours

$N_p \geq 6 \rightarrow 3$ pompes de secours

Dans la station de pompage nous avons 2 pompes donc le nombre de pompes de secours est une seule pompe.

VI.5.8.Choix du moteur électrique

Tableau VI.10 : les caractéristiques de moteur électrique

La fréquence de moteur (HZ)	50
Tension nominale (V)	400
Vitesse nominale (tr/min)	2950
Nombre de pôles	2
Puissance nominale (KW)	30
Courant nominale	-A
Degré de protection	3
Classe d'isolation	F
Le degré de protection	IP 55

VI.5.9.Détermination de la hauteur admissible d'aspiration

Pour que la pompe soit bien calée vis-à-vis de la cavitation

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5 \dots\dots\dots(VIII.4)$$

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

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

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 21$ m

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{3}{1000} \cdot 4 = 0.084 \text{ m} \quad \text{Et : } \sum h_p^{sing} = (0,10 \div 0,15) \cdot \sum h_p^{lin}$$

$$\sum h_p^{asp} = 0,012 + 0,0126 = 0,0966 \text{ m}$$

Sachant que le diamètre de la conduite d'aspiration est de 300 mm pour avoir une vitesse faible.

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = 1.01 \text{ m/s}$$

$$\frac{P_v}{\omega} = 0,183 \quad \text{À } 25^\circ \text{ c}$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

La cote d'aspiration sera donc :

$$\nabla_{asp} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - 0,1 \dots\dots\dots(VIII.5)$$

Tableau VI.11. Calcul de la cote d'aspiration

La station de pompage	$\frac{Pat}{\omega}$	$\frac{Pv}{\omega}$	$\sum h_{asp}^{lin}$	V_{asp}	(NPSH)r	h_{adm}^{asp}	∇_{asp}
1	10,33	0,138	0.0966	1.01	4.03	5.51	106.01

VI.6.1.Détermination du diamètre avantageux

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire on utilise la formule de perte de charge de Darcy WEISBACH. Tel que

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m) = la charge disponible (15m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Les donnes :

La cote de radie du réservoir de stockage. (155m)

La charge disponible (la pression a le premier nœud du réseau de distribution 15 m)

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

$$\Delta H_t = C_{pzamont} - C_{pzaval} = 155 - (81.5 + 15) = 58.5$$

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau IV.2

Tableau VI.12. Coefficients **K'**, **m**, **β** pour différents types du tuyau :

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

Dans notre projet on utilise les conduites en PEHD.PN06 Après les calculs on trouve :

$$D_{av} = 383\text{mm}$$

Donc on prend $D_{av} = 500\text{ mm}$ et $D_{av} = 400\text{ mm}$, pour assurer la pression 15 m au niveau du premier nœud de notre réseau de distribution.

Détermination des longueurs des conduites.

D'après la formule de Darcy WEISBACH on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta H_t}{K' * Q^\beta} = \frac{l_1}{D1^2} + \frac{l_2}{D2^2} \\ L_{tot} = l_1 + l_2 \end{array} \right. \quad \text{Tel que : } \begin{array}{l} - L_{tot} = 6981\text{m} \\ - D1 = 400\text{mm} \\ - D2 = 500\text{mm} \end{array}$$

Après les calculs on trouve :

$$l_1 = 5113\text{m} \quad ; \quad l_2 = 1868\text{m}$$

VI.7.1. Dimensions de la bête

VI.7.2.15.1. volume de la bête

Le volume du réservoir de stockage de la station est adopté égal au débit arrivant a la bête pendant l'arrêt des pompes.

$$Vt = Q_{entré} * t_{\text{Arrêt des pompes}} \dots\dots\dots (VIII.9)$$

V t : volume de la bête en (m³)

$Q_{entré}$: Débit qui arrive a la bache pendant l'arrêt des pompes.

$t_{\text{Arrêt des pompes}}$: temps de stockage des eaux dans la bache pendant l'arrêt des pompes, Pour notre projet on a supposé que la station de pompage fonctionne 6 h donc les pompes s'arrêtent pendant 18h

$$Q_{entré} = Q_{pompé} * (6/24)$$

Le volume total de la bache sera

VI.7.2.1.surface de la bache

On a : $S = \frac{V}{H}$ (la forme de bache est rectangulaire).

S : surface de la bache en (m^2) ; V : volume de la bache en (m^3)

H : la hauteur de la bache en (m), on fixe cette hauteur à H = 5m

VI.7.2.2.Longueur et largeur de la bache

On a : $S = B \cdot L$ (la forme de la bache est rectangulaire).

L : la longueur de la bache en (m)

B : la largeur de la bache en (m)

Tableau VI.13: Dimensions de la bache d'aspiration

Dimensions	la bache
$Q_{entré}$	129.5
Volume (m^3)	2331
Hauteur (m)	5
Surface (m^2)	466.2
Longueur (m)	30
Largeur (m)	16

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné tous les tronçons du réseau de distribution, la station de pompage, la conduite d'adduction (refoulement et gravitaire) ainsi que le réservoir de stockage dans le but d'assurer la pression et les besoins en eau des cultures.

Introduction

L'étude technico-économique est nécessaire lors d'une étude d'un projet hydraulique elle permet d'estimer le cout de réalisation, son objectif essentiel est de minimiser le cout de réalisation en choisissant d'autre matériaux qui ont les mêmes caractéristiques.

Pour le cas de notre projet on va faire une estimation sur deux réseaux (réseau de distribution et l'adduction).

VII.1.Devis du réseau d'irrigation (distribution et l'adduction).

Les globaux des pièces sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau VII.1.Factures pro-forma des pièces du réseau d'irrigation

Pièces	Unité de mesure	Quantité	Prix TTC M/L (DA)	Montant (DA)
TubeØ125 PEBD	m/l	372.91	496.65	158296.566
TubeØ160 PEHD	m/l	805.54	812.53	559423.364
TubeØ200 PEHD	m/l	1880.8	1265.8	2034593.02
TubeØ315PEHD	m/l	725.49	3048.1	1890053.8
TubeØ400 PEHD	m/l	5204.17	5442.01	24206103.9
TubeØ500PEHD	m/l	3092	7653.64	20226534.4
TubeØ630 PEHD	m/l	2045.09	13349.84	23334088.3
Total 1				72409093.4

- **Remarque** La référence des prix pour les conduites a été fournie par le représentant commercial de CHIALI de Cheliff.

VII.2.Factures pro-forma de la station de pompage et des conduites.

VII.2.1.Calcul du volume de terrassement

VII.2.1.1a Largeur du fond de la tranchée

La pose en terre des conduites s'effectue dans un tranché dont la largeur de fond B sera donnée par la formule suivante :

$$B=D+2 \times 0,3 \dots\dots\dots (IX.1)$$

Avec : B : largeur de tranché (m)

D : diamètre de la conduite (m)

VII.2.1.2.profondeur de la tranchée

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

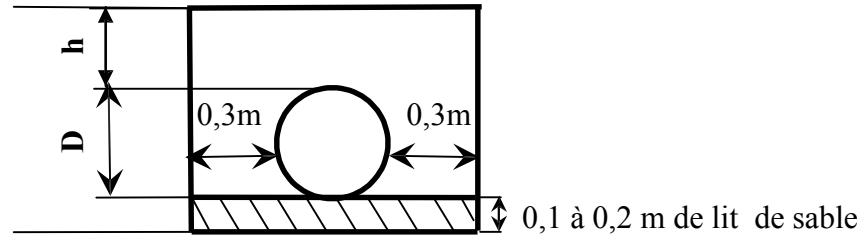


Figure VII. 1: schéma d'une tranchée

$H = e + d + h$ (m) Avec H : profondeur de la tranchée (m).

e : hauteur de lit de pose (m).

d : diamètre de la conduite (m).

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite.

VII.2.2.les conduites

VII.2.2.1. Calcul du volume de déblai

La section de tranchée est la section de rectangle.

$S = B * H$ telle que : B la largeur de tranchée.

Donc : $B = 2 * 0,3 + \emptyset$ (IX.2)

La profondeur de fouille est en fonction du diamètre de la conduite, de la température du lieu (max, min) et les sollicitations des charges mobiles.

$H \geq D + 0,8$

VII.2.2.2. Calcul du volume de lit de sable

Ce lit correspond à une couche de sable de 12 cm sur le fond de la tranchée, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, on calcule cette surface en utilisant la formule suivante.

$V = e * B * L$ (IX.3)

VII.2.2.3. Calcul du volume de remblai

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai, c'est le volume qu'occupe la conduite et le volume occupé par le lit de sable.

$V_r = V_d - (V + V_s)$ (IX.4)

V_r : Volume du remblai compacté (m^3)

V_d : Volume du déblai (m^3)

V_s : Volume du sable

V : Volume occupé par la conduite (m^3) ; $V = L * (\frac{\pi D^2}{4})$

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite.

Les volumes des travaux pour les conduites sont représentés dans le tableau IX.2

Tableau VII.2 : Les volumes des travaux pour les conduites

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Volume de Déblai (m ³)	Volume de lit (m ³)	Volume de remblai (m ³)
125	372.91	270.36	40.55	225.23
160	805.54	612.21	91.83	504.19
200	1880.8	1504.64	225.70	1219.89
315	725.49	796.59	99.57	640.50
400	5204.17	6245.00	780.63	4810.73
500	2160.2	3089.09	356.43	2308.71
630	2045.09	3773.19	377.32	2758.69
Totale		16291.08	1972.03	12467.95

VII.3 : Devis estimatif pour les terrassements.

Tableau VII.3 : Factures pro-forma du station de pompage et le réservoir.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
1) déblai en terrain	m ³	16291.08	300	4887324
2) lit de sable	m ³	1972.03	800	1577624
3) remblaiement de tranchée	m ³	12467.95	200	2493590
Total 2				8958538

VII.4 : Devis estimatif pour la station de pompage .

Tableau VII.4 : Factures pro-forma du station de pompage.

MEC-AZ3/80E	U	3	1450000	4350000
Accessoire		1	250 000	250000
Total 3				4600000

VII.5.Devis estimatif total

$$D = \text{total 1} + \text{total 2} + \text{total 3} = 85967631 \text{ DA}$$

Conclusion

D'après le cout de la projection de réseaux de distribution on remarque que l'estimation du réseau de distribution est très élevée, cette élévation est due à l'utilisation d'un nombre de conduites assez important, malgré cette élévation du cout, le projet va apporter l'économie sur l'énergie électrique, puisque le réseau va fonctionner gravitaire.