

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME :

Dimensionnement du réseau d'irrigation du périmètre de la plaine de M'lita (W.Oran) d'une superficie de (2030ha) à partir de la station d'épuration d'El-Kerma(w.Oran).

Présenté par :

M^{lle} MESSAOUDI Amina

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
Mr AZIB Makhoulf	Professeur	Président
Mme MAZOUZI Sabra	M.A.A	Examinatrice
Mr BENKACI ALI Tarek	M.C.B	Examineur
Mr BOUZIANE Omar	M.A.A	Examineur
Mr YAHIAOUI Samir	M.A.B	Promoteur

SEPTEMBRE-2018

Remerciements

Je tiens à remercier avant tout DIEU le tout puissant de m'avoir donné le courage et les moyens nécessaires d'accomplir ce modeste travail en vue de l'obtention de mon diplôme.

Par la même occasion, je tiens à remercier tous ceux qui m'ont chère et qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail à savoir :

- *Mr S. YAHIAOUI enseignant à l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique (ENSH), d'accepté la direction de ce mémoire , de m'avoir encadré*

- *Je tiens à remercier vivement:*

- *Mr M. AZIB maitre de conférence à l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique (ENSH) d'avoir accepté de présider le jury.*

- *Je remercie Mr T. BENKACI Ali enseignant à l'ENSH ,qui m'a beaucoup aidé par ses orientations et ses précieux conseils , Madame S.SABRA enseignante à l'ENSH (Blida) , Mr O.BOUZIANE enseignant à l'ENSH (Blida), d'avoir accepté de lire et de juger mes travaux, je les remercie pour leurs critiques et précieux conseils.*

- *Je remercie le personnel de l'Office National d'Irrigation et de Drainage en particulier monsieur Lakhel pour sa disponibilité et ses encouragements,*

- *Je remercie également, Mr Missoum ingénieur à l'Onid, pour son aide et encouragements.*

MESSAOUDI Amina

Dédicaces

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A mes chères sœurs, Fati, Nounous, Issou , pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral.

A mes amies : Afef, Rym, Chahra , Romayssa , Ro , Meriem , Imanou , Hayet , Asma, pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible, Merci d'être toujours là pour moi ;

A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.

ملخص

الهدف من هذا المشروع هو تصميم شبكة السقي التي من شأنها تزويد المنطقة الزراعية التليلات "سهل مليطا " الموجود في إقليم ولاية وهران، وذلك انطلاقا من محطة المعالجة لمياه الصرف الصحي. ولهذا الغرض، قمنا بإجراء دراسة عامة للخصائص المناخية إضافة إلى خصائص التربة محل الدراسة.

Résumé

L'objectif de ce projet est la conception du réseau d'irrigation qui alimentera le périmètre de Tlilet «plaine de M'lita» situé à la wilaya d'Oran à partir de la station de purification des eaux usées.

Pour cela, nous avons fait une étude générale sur les caractéristiques climatiques ainsi que les caractéristiques du sol de l'étude.

Abstract

the objective of this project is the design of the network of irrigation which will feed the perimeter of tlelat "a plain of M'lita" located at the wilaya d'Oran starting from the station of waste water purification.

for that, we made a general study on climatic characteristics as well as the characteristics of the soil of the study.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Analyse des Conditions Naturelles

I.1 Introduction	1
I.2 Situation géographique de la Wilaya d'Oran	2
I.3.Géomorphologie	3
I.4.Hydrographie	3
I.5.Etude climatique	4
I.5.1.Présentation des stations météorologique	4
I.5.2.Pluies mensuelles	4
I.5.3. Les températures	5
I.5.4.Les vents	6
I.5.6.L'humidité relative de l'air	6
I.5.7 Durée d'insolation	7
I.5.8. Les Phénomènes climatiques accidentelles	7
I.6. Calcul des indices Agro-météorologiques	9
I.6.1. Indice de Martonne :	9
I.6.2.Quotient Ombrothermique d'Emberger :	9
I.6.3.Classification du climat selon l'indice de Bagnouls et Gausson	11
Conclusion :	12

Chapitre II : Ressources en eau et en sol

II.1 Introduction.....	13
II .2 Ressources en eau	13
II.2.1 Les eaux superficielles.....	13
II.2.2 Les eaux souterraines.....	14
II.2. Ressources en sol :	15
II.2.2 Aptitudes culturales des sols en irrigation	15
II.2.3Les Caractéristiques hydrodynamiques des sols du périmètre	17
II.2.3.1. La conductivité hydraulique.....	17

II.2.3.2. Essais géotechniques	17
II.2.3.3. Texture et structure.....	19
II.2.3.4. Point de flétrissement et capacité de rétention :	19
II.2.3.5. PH :	20
II.2.3.6. le calcium :	20
II.2.4.Caractéristiques morphologiques et analytiques des sols	21
Conclusion	22

Chapitre III : Présentation de la STEP et caractéristiques des eaux

III.1 Introduction.....	22
III.2 Localisation de la station d'épuration	22
III.3. caractéristiques de la STEP.....	24
III.3.1. Qualité des eaux usées entrants dans la station d'épuration.....	24
III.3.2. Process d'épuration des eaux usées adopter au sein de la station d'épuration d'Oran	26
III.3.3. Qualité des eaux usées épurées :	29
III.3.3.1. objectif de traitement :	29
III.3.3.2. Résultats analytiques et interprétation :	30
III.3.4 Les boues résiduares	32
III.3.4.1 Composition des boues	32
Conclusion:	33

Chapitre IV : Etude bibliographique sur la réutilisation des eaux usées épurées en irrigation

IV.1 Introduction.....	34
IV.2 Historique sur la réutilisation des eaux usées en irrigation	34
IV.2.1 En Amérique.....	34

IV.2.2 En Méditerranée.....	35
IV.2.3 Australie.....	35
IV.2.4 En Chine et en Inde.....	35
IV.2.5 en Algérie.....	35
IV.3 Réutilisation des eaux usées épurées en irrigation :	36
IV.3.1 Définition.....	36
IV.3.2 Principaux avantages et inconvénients	36
IV.3.3 Les risques liés à la réutilisation agricole des eaux usées épurées	37
IV.3.3.1 Risque microbiologique.....	37
IV.3.3.2 Risques chimiques	38
IV.3.3.3 Substances nutritives	38
IV.3.3.4 la concentration saline des eaux	39
IV.3.3.5 Les eaux souterraines (nappes).....	40
IV.3.4 Mesures de protection de la santé.....	40
IV.3.5. Les bonnes pratiques agricoles	43
Conclusion:	44

CHAPITRE V : Calcul des besoins en eau des cultures

V.1 introduction	45
V.2 Choix des cultures à mettre en place de la région d'études	45
V.3 Qualité de l'eau d'irrigation des eaux	45
V.3.1 Classification des eaux pour l'irrigation :	47
V.4 Calcul de la pluie de projet	49
V.4.1. Choix de la station pluviométrique	49
V.4.2. Répartition de la pluie moyenne annuelle :	49
V.4.3. Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique.....	51
V.4.3.1. Teste de Wilcoxon	51
V.4.4. Ajustement statistique des pluies	54
V.4.4.1 . Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale	54

V.4.4.2. Ajustement à la loi log-Normale :	55
V.4.4.3. Test de validité d'un ajustement :	56
V.4.5. Détermination de l'année de calcul	57
V.5. Estimation des besoins en eau du périmètre	58
V.5.2. L'évapotranspiration de référence (ET _o) :	58
V.5.3. Calcul de l'évapotranspiration maximale (ETM)	60
V.6. Besoins en eau d'irrigation :	60
V.6.1. Calcul des besoins en eau d'irrigation des cultures	60
V.6.2. La pluie efficace	61
V. 7. Calcul des besoins en eau des cultures	62
V.7.1 Calcul du débit spécifique	66
V.7.2 Calcul du Débit caractéristique	66
Conclusion	66

Chapitre VI : Etude du système d'adduction

Introduction :	67
VI.1 Description du schéma d'adduction:	67
VI.2. bassin d'accumulation RM1	70
VI.2.1 Capacité du bassin d'accumulation :	70
VI.2.2. Ouvrages annexes	71
VI.3. Etude de système de pompage :	71
VI.3.1. Les pompes :	71
IV.3.2. Calculs hydrauliques du système d'adduction :	72
VI.3.3.1. Hauteur manométrique totale:	72
VI.3.3.2) Calcul des pertes de charge totales :	73
VI .3.3.3 Calcul du diamètre économique :	75
VI. 3.3.4 Choix des pompes et nombre de pompes	78
VI.3.3.5 .Dimensionnement du Bâtiment de la station:	81
VI.3 .3.5.1. Hauteur du bâtiment :	81
VI.3.3.5.2. Longueur du bâtiment :	81

VI.3.3.5.3. Largeur du bâtiment :	82
VI.4.Organisation et structure du Périmètre	83
VI.4.1.Implantation des bornes (Plan de bornage):	83
VI.4.2.Rôle et fonction de la borne d'irrigation :	83
VI.4.3. calcul du débit aux bornes	84
VI.4.4. choix du diamètre de la borne :	84
VI.5.1. Modalité de Distribution.....	86
VI.6 Dimensionnement du réseau de distribution :	87
VI.6.1 Vitesses admissibles :	87
VI.6.2 Choix du matériau des conduites :	88
VI.6.3. Caractéristiques des canalisations :	88
VI.6.4 Calcul des diamètres :	89
VI.6.5. La vitesse d'écoulement :	89
VI.6.6. Estimation des pertes de charge :	90
VI.6.7 Estimation des Pressions:	91
VI.7.Points spéciaux d'une conduite	96
Conclusion	96

Chapitre VII : Choix de la technique d'irrigation

VII.1.Introduction	97
VII.2.Les différentes techniques d'irrigation.....	97
VII.2.1.L'irrigation De Surface	97
VII.2.2.Les planches de ruissellement	97
VII.2.3.L'arrosage à la raie	98
VII.3.Comparaison entre différent technique :	103
VII.3.1.Les avantages et les inconvénients de l'irrigation Localisée	103
VII.3.2.L'irrigation Souterraine.....	103
VII.4.Choix Des Techniques D'irrigation	104
VII.5.Choix dela technique d'arrosage	104

Conclusion	105
------------------	-----

CHAPITRE VIII : DIMENSIONNEMENT A LA PARCELLE

VIII.1.Introduction.....	106
VIII.2. Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte :.....	106
VIII.2.1.Besoins d'irrigation des Cultures en Irrigation Localisée :.....	107
VIII.3. Calculs hydrauliques.....	110
VIII.3.1.Conditions Hydrauliques de Base.....	110
VII.3.2.Dimensionnement des canalisations du réseau.....	112
VIII.3.2.1 Calcul du Diamètre et Vérification de la Perte de Charge de la rampe et la porte rampe.....	113
VIII.3.2.2.Vérification des Pertes de Charges.....	113
VIII.3.3 Calcul de diamètre de la conduite d'approche (C. tertiaire).....	114
VIII.3.4.Calcul de la pression d'eau à la borne de distribution :.....	115
Conclusion	116

CHAPITRE IX : CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

Introduction.....	117
IX.1.1. Les différents travaux à entreprendre.....	117
IX.1.2 .Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution.....	117
IX.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution.....	119
IX.2.1- Calcul du volume de terrassement :.....	119
IX.2.2.Calcul du volume de déblai.....	120
IX.2.3. Calcul du volume de lit de sable.....	121
VIII.2.4 Calcul du volume de remblai.....	121
IX.3.Estimation de cout total de projet.....	122

IX.3.1. Estimation de cout de pose de canalisation de l'adduction	122
IX.3.2 Estimation du cout du réseau de distribution.....	123
IX.4: devis du réseau d'irrigation localisé.....	124
IX.5 .Devis estimatif et quantitatif des vannes (fourniture, transport et pose) :.....	124
IX 6 . Estimation du cout de la station de pompage	125
IX.7 Devis estimatif de projet :.....	126
Conclusion.....	126

Liste des Tableaux

CHAPITRE I : Analyse des Conditions Naturelles

Tableau I.1 : Coordonnées de la station	3
Tableau I.2 : Précipitations moyennes mensuelles pour la période 1978-2013	4
Tableau I.3: Températures moyennes interannuelles pour la période 1997-2013.	4
Tableau I.4 : Vitesses moyennes mensuelles du vent (1997 - 2013).	5
Tableau I.5: Evaporations mensuelles (1997-2013).....	6
Tableau I.6: Humidité relative à la station de Sénia	6
Tableau I.7 : Valeurs moyennes des durées d'insolation journalières en Heure/jour de la station de Sénia.....	7
Tableau I.8 : Nombre de jours de neige et grêle sur 16 ans (Station d'ES-SENIA).....	7
Tableau I.9 : Nombre de jours moyens de gelée à la station ES-SENIA.....	7
Tableau I.10 : Nombre de jours moyens de sirocco à la station de d'ES-SENIA.....	8
Tableau I.11. Classification du climat selon de Martonne	9
Tableau I.12.: paramètres et quotient d'Emberger.	10

Chapitre II : Ressources en eau et en sol

Tableau II.1 : Résultats de la conduction hydraulique.....	17
Tableau II.2 :Analyse granulométrique.....	19
Tableau II.3 :Propriétés hydrodynamiques des sols.....	21

Chapitre III : Présentation de la STEP et caractéristiques des eaux

Tableau III.1: charges polluantes à l'entrée de la STEP d'Oran	23
Tableau III.2: Caractéristiques des eaux usées (NTK, N et le phosphore totale)	23
Tableau III.3 :Teneur en substances nutritives.....	24
Tableau III .4 : les méthodes d'analyses des principaux paramètres examinés	28
Tableau III.5 : caractéristiques des eaux épurées à la sortie de station d'épuration	29
Tableau III.6.caractéristiques des eaux épurées à la sortie de station d'épuration EL-KERMA :	30

Chapitre IV : Etude bibliographique sur la réutilisation des eaux usées épurées en irrigation

Tableau IV.1 : Normes de réutilisation des eaux usées épurées(OMS)	41
Tableau.IV.2:Directives pour l'interprétation de la qualité d'une eau d'irrigation d'après la FAO..42.....	42

CHAPITRE V : Calcul des besoins en eau des cultures

Tableau V.1 : Résultats des analyses de l'eau de la Step d'Oran	46
Tableau V.2 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique et de SAR ...	47
Tableau V.3 : Pluies moyennes mensuelles observées à la station de SENIA.....	50
Tableau V.4: Caractéristiques de la série pluviométrique.....	51
Tableau V.5 : test de wilcoxon.....	53

Tableau V.6 : Test de validité des deux ajustements.	56
Tableau V.7 : Ajustement à la loi de Gauss.	57
Tableau V.8 : Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche (freq= 80%)	57
Tableau V.9 : Précipitation efficace dans la zone d'étude.....	61
Tableau V.10 : Calcul des besoins en eau Du Sorgho	62
Tableau V.11: Calcul des besoins en eau du pommier.	62
Tableau V.12 : Calcul des besoins en eau de l'olivier	63
Tableau V.13 : Calcul des besoins en eau du pécher.	63
Tableau V.14 : Calcul des besoins en eau de l'orge.....	65
Tableau V.15 : Calcul des besoins en eau du Mais	65
Tableau V .16: Récapitulatif des besoins nets en eau d'irrigation (mm /mois)	69

Chapitre VI : Etude du système d'adduction

Tableau VI-1 : Calcul de la HMT pour divers diamètres de la conduite	74
Tableau VI-2: Calcul des dépenses énergétiques annuelles en fonction des diamètres.....	76
Tableau VI .3 : Calcul du prix de revient des diamètres de la conduite.....	77
Tableau VI.4 : Bilan technico-économique des diamètres choisis.....	77
Tableau VI.5 : Caractéristiques hydrauliques de la conduite de refoulement.....	78
Tableau VI.6. : Caractéristiques des pompes disponibles	79
Tableau VI.7: Dimensions du bâtiment de la station de pompage.....	82
Tableau VI.8 : Choix du diamètre de la borne	84
Tableau VI.9 : Calcul des débits des ilots et choix du diamètre des borne.....	84
Tableau VI.10: Synthèse des paramètres examinés	89
Tableau VI.11 : Les paramètres de perte de charge	90

Tableau VI.12: Calculs hydrauliques du réseau de distribution.....	92
--	----

Chapitre VII : Choix de la technique d'irrigation

Tableau VII.1 : Analyse multicritères de choix de technique d'arrosage	104
--	-----

CHAPITRE VIII : DIMENSIONNEMENT A LA PARCELLE

Tableau VIII.01 : Calcul de diamètre de la conduite tertiaire	124
---	-----

CHAPITRE VIII : CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

Tableau VIII-1: calcul du volume de déblai.....	129
Tableau VIII-2:calcul du volume de sable	130
Tableau VIII-3:Calcul du volume de remblai	131
Tableau VIII-4:Estimation du cout de pose de canalisation de l'adduction.....	131
Tableau VIII-5:Factures pro-forma des pièces du réseau distribution.....	132
Tableau VIII-6:Equipement interne des parcelles d'irrigation localisée	132
Tableau VIII.7 Devis estimatif et quantitatif des vannes (fourniture, transport et pose).....	133
Tableau VIII.8 :Estimation de cout de deux stations de pompage	134

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Analyse des Conditions Naturelles

Figure I.1: Situation géographique de la Wilayad'Oran.	2
Figure I.2: Situation géographique de la région d'étude.....	2
Figure I.3 : Températures mensuelles pour la période 1997-2013.....	5
Figure I.4 : Diagramme bioclimatique d'Emberger	10
Figure I.5 : Diagramme ombrothermique de Gaussen	11

Chapitre III : Présentation de la STEP et caractéristiques des eaux

Figure III.1 : Situation géographique du site de la STEP.....	22
Figure III.2 : STEP EL-KERMA (Oran).....	25

CHAPITRE V : Calcul des besoins en eau des cultures

Figure V.1 : Diagramme de classification des eaux d'irrigation d'après l'US SalinityLaboratory Staff (1954).	48
Figure V.2: Ajustement des pluies annuelles à la loi normal.....	55
Figure V.3: Ajustement des pluies annuelles à la loi lognormal.	56
Figure V.4: Evapotranspiration de référence (ET _o) de la zone d'étude à l'aide de CROPWAT 8.0.....	59

Chapitre VI : Etude du système d'adduction

Figure VI-1 : Présentation du périmètre de la plaine de m'lita	67
Figure VI. 2: différentes interconnexions entre les infrastructures de chaque tranche.	69
Figure VI-3 : Bassin d'accumulation moyen RM1	71
Figure VI.4 : Résultats de l'étude technico-économique.	78
Figure VI. 5 : Courbe caractéristique de la pompe.	80
Figure VII-6 : Délais de la pompe choisie	80

Chapitre VII : Choix de la technique d'irrigation

Figure VII.1 : irrigation d'une parcelle à la planche	98
Figure VII.2: irrigation d'une parcelle à la rai	99
Figure VII.3 : irrigation d'une parcelle par submersion.....	100
Figure VII.4: Irrigation par aspersion.....	100
Figure. VII.5 :Partie essentielle d'une installation en aspersion classique	101
Figure. VII .6 : Partie essentielle d'une installation localisée	102

CHAPITRE VIII : CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

Figure VIII.1: Schéma d'une tranchée.....	128
---	-----

Introduction générale

L'agriculture en Algérie reste un secteur clé de développement économique et social, qui s'explique par l'importance des aménagements hydro- agricoles et de leurs exploitations et de gestion, puisque l'agriculture en sec n'offre que des rendements faibles et très aléatoires.

Au cours des dernières années, il y a eu un considérable regain d'intérêt pour l'utilisation des eaux usées épurées pour l'irrigation dans les régions arides et semi-arides, où les autres sources d'approvisionnement en eau sont rares et où il est nécessaire d'accroître la production vivrière locale.

La réutilisation des eaux usées pour l'irrigation en agriculture peut se traduire par de nombreux avantages, mais elle s'avère particulièrement utile et rentable dans les pays arides et semi-arides à faible revenu. Dans de telles régions, les ressources en eau supplémentaires à faible coût peuvent constituer un gain important pour le bien-être et la santé des humains.

Le présent travail a pour but de concevoir un réseau d'irrigation alimenté par les eaux usées épurées pour un périmètre qui est localisé dans la région D'Oran.

Cette étude a pour objectif d'éradiquer toute évolution négative sur le milieu récepteur. Et pour cela les eaux de la station d'épuration de d'seront mobilisées et réutilisées à des fins agronomiques.

Afin d'aboutir dans ce projet, il est envisageable d'effectuer des analyses physico-chimiques et bactériologiques de ces eaux, en se basant sur les normes de préservation de l'environnement et de la santé les plus strictes pour une éventuelle utilisation dans l'irrigation.

L'approche présentée dans le présent mémoire a été établie Dimensionnement du périmètre d'irrigation d'une superficie de (2872ha) situé dans la commune d'Oued El-Tlelat « la plaine de M'lita » w. d'Oran.

Les démarches qui ont été préconisées sont comme suit :

Après une introduction, le premier chapitre est consacré à **Présentation de la zone d'étude**

Le deuxième chapitre est consacré à **Etude bibliographique sur la réutilisation des eaux usées épurées**

Le troisième chapitre : **Présentation de la STEP et caractéristiques des eaux.**

Le quatrième chapitre : : **Etude bibliographique sur la réutilisation des eaux usées Épurées en irrigation**

Le chapitre cinq : **Calcul des besoins en eau des cultures**

Dans le chapitre six on détaille l'**Etude du système d'adduction.**

Les chapitres sept est consacré au **Choix de la technique d'irrigation**

Le chapitre huit détaille le **dimensionnement à la parcelle**

Enfin, le chapitre neuf englobe le **Calcul technico-économique**

Une conclusion générale est présentée à la fin de ce mémoire.

Chapitre I : Analyse des Conditions Naturelles

Chapitre I : Analyse des Conditions Naturelles

I.1 Introduction

Lors de la réalisation d'un réseau d'irrigation, une étude détaillée des principaux facteurs climatiques et géographique est indispensable, cette étude va nous permettre de caractériser la zone d'étude et nous aide à connaître la nature du climat de la zone.

Ce chapitre fera l'objet d'une présentation globale du site d'étude, du point de vue situation géographique et conditions climatiques.

I.2 Situation géographique de la Wilaya d'Oran

La wilaya d'Oran est située au Nord-Ouest de l'Algérie, localisée entre les longitudes 35° 42' 10" Nord et 0° 38' 57" Ouest, d'une superficie de 2 114 km²

Elle est délimitée par :

- Au nord, par la mer Méditerrané
- Au sud par la wilaya de Sidi-Bel Abbese
- À l'est, par la wilaya de Mostaganem
- Au sud-est par la wilaya de Mascara
- À l'ouest, par la wilaya de Ain-Témouchent

Administrativement la wilaya d'Oran est composée de 9 daïra et 26 communes.



Figure I.1: Situation géographique de la Wilayad'Oran.

I.2 Présentation du périmètre d'étude :

La plaine de la M'lita-Tlelat est située au Sud de l'agglomération oranaise,

Le périmètre d'étude est une tranche de la plaine de M'lita situé à environ 25 kilomètres au Sud du chef-lieu de la wilaya d'Oran . Sur le plan administratif, la zone d'étude est rattachée aux communes de Tafraoui et Oued Tlelat , Elle est aisément accessible par la RN13 qui traverse la zone d'Ouest en Est. De même, la RN108 passe par la zone en direction Nord-Sud.

Elle est limitée :

- au Nord par la commune de Braya,
- au Sud, par les Monts Tessala,
- à l'Est, par la plaine de Tafraoui-Tlelat,
- à l'Ouest, par la grande Sbkha la plaine de Hammam Bouhadjar- ElMalah.



Figure I.2: : carte de situation des communes Tafraoui et Oued Tlelat.

I.3.Géomorphologie

La plaine de M'lita se situe à des altitudes qui varient entre 110 et 200 mètres.

Le relief est en général favorable à l'utilisation agricole, topographie plane, pente ne dépassant pas 7%.

I.4.Hydrographie

La zone d'étude est traversée par deux oueds qui sont :

- Oued Tlelat : long de 20 km, il prend naissance à la limite Nord-Ouest de la zone d'étude à pente modérée collectant les eaux de plusieurs Chaabets (Chaabet El Khaiel, Chaabet Hassi Ettouama, etc....).
- Oued Tafraoui : long de 14 km, il collecte les eaux de plusieurs affluents, de direction

Nord- Ouest à Sud Est provenant des massifs de Tessala, il épand ses eaux dans la partie basse de la plaine de M'lita par manque d'exutoire naturel.

I.5.Etude climatique

Les données météorologiques et climatologiques sont très importantes dans la planification et la gestion des activités de l'homme dont l'une des principales est l'agriculture. Dans un projet d'irrigation, les facteurs climatiques les plus déterminants sont les températures, l'humidité relative, l'intensité des vents et leur direction, la fréquence des jours de gelée et de sirocco ; ils constituent un ensemble d'éléments décisifs

I.5.1.Présentation des stations météorologique

Les données météorologiques, utilisées dans cette étude sont extraites de la banque de donnée obtenue auprès de l'Office National de la Météorologie.

La station météorologique retenue comme étant représentative de la zone d'étude est celle d'Oran (Senia), ce choix se justifie par:

- la station d'Sénia est située à proximité du périmètre et à une altitude proche de celle de la zone d'étude ;
- Disponibilité des diverses données climatiques sur une période récente.

Tableau I.1 : Coordonnées de la station

Station	Latitude, N	Longitude W	Altitude Z, m
Sénia	35°38	00°36w	90

Source : ONM

I.5.2. Pluies mensuelles

La connaissance des pluies mensuelles permet de connaître le régime pluviométrique saisonnier et leurs fluctuations ce qui est indispensable en irrigation.

Les précipitations moyennes mensuelles enregistrées au niveau de la station d'Es- Sénia pour la période de 1978 à 2013 sont reportées sur le tableau :

Tableau I.2 : Précipitations moyennes mensuelles pour la période 1978-2013

Mois	Mois (mm)												Annuel
	J	F.	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
P(mm)	44	44.5	24	33.5	25,5	3,5	0,5	2,5	13	60	66	40,5	358

Source : ONM

I.5.3. Les températures

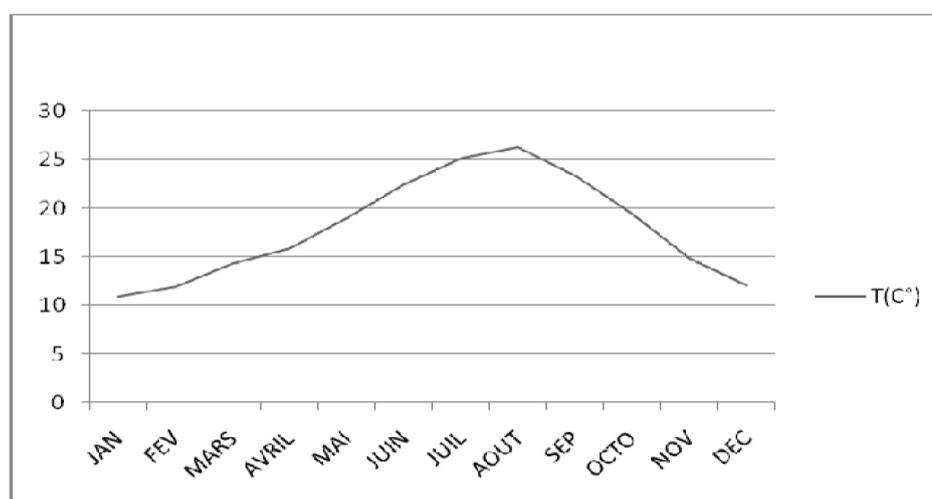
Les températures mensuelles présentées dans le tableau ci-dessous ont été enregistrées durant la période de 1997 à 2013 au niveau de la station d'Es-Senia.

Tableau I.3: Températures moyennes interannuelles pour la période 1997-2013.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moyenne
Tmoy C°	10	12	14	16	19	23	25	26	24	20	15	12	18

Source : ONM

Du tableau, on remarque que le mois de janvier est le plus froid avec une température moyenne égale à 10 °C, tandis que le mois d'août est le plus chaud avec une température moyenne de 26 °C. La température moyenne annuelle est égale à 18 °C. Cette température est relativement faible, étant donné le climat semi-aride caractérisant la région d'étude.

**Figure I.3 :** Températures mensuelles pour la période 1997-2013.

La figure I.3 permet de constater que la saison froide ($T < 15\text{ }^{\circ}\text{C}$) débute en novembre et se poursuit jusqu'au mois d'avril. La saison la plus chaude s'étale sur six mois, commençant en mai et se terminant en octobre.

I.5.4. Les vents

C'est un facteur déterminant pour le choix du système d'irrigation. Les valeurs présentées sont les moyennes mensuelles de la vitesse du vent à la station d'Es-Sénia, relatives à la période 1997-2013, :

Tableau I.4 : Vitesses moyennes mensuelles du vent (1997 - 2013).

Es-Sénia	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Vmoy(m/s)	7,28	4,5	4,95	4,9	4,74	4,74	4,47	4,3	4,18	4	4,33	4,4

Source : ONM

Les vitesses du vent sont relativement faibles et homogènes durant toute l'année. La moyenne annuelle est de 4.5m/s.

I.5.5. L'évaporation :

L'évaporation est un passage progressif de l'état liquide à l'état gazeux, son effet est de réduire la température de l'environnement.

Tableau I.4: L'évaporation moyenne mensuelle à la station de Sénia .Source ONM Alger

Tableau I.5: Evaporations mensuelles (1997-2013).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A.	S	O	N.	D
Evaporation(mm)	61	65	84	120	133	154	169	171	140	100	74	61

Source : ONM

I.5.6. L'humidité relative de l'air

C'est un élément important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale et qui représente la quantité réelle de vapeur d'eau contenue dans l'air par rapport à celle que pourrait contenir s'il était saturé à la même température.

Tableau I.6: Humidité relative à la station de Sénia

Mois	Jan	Fév	Mar	Av r	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	No	Déc
H%	71,7	70,6	70	64,8	65,9	64,4	64	62,8	64,6	68,35	71	72,7

Source O.N.M

Les valeurs d'humidité enregistrées au niveau de la station d'Es-Sénia sont assez élevées. Cette tendance est surtout due à la proximité de la mer.

I.5.7. Durée d'insolation

L'insolation est un paramètre climatique dépend de la latitude, de l'époque de l'année, de l'exposition solaire et de la nébulosité, ce qui explique les variations des valeurs d'un site à l'autre. Que l'on utilise pour le calcul de l'évapotranspiration potentielle ET₀. La durée moyenne mensuelle de l'insolation est celle calculée d'après les données de l'ONM Alger.

Tableau I.7 : Valeurs moyennes des durées d'insolation journalières en Heure/jour de la station de Sénia

Mois	Jan	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Tot
Heure/jour	6,2	7,3	7,9	9,2	9,7	10,7	10,7	10	9	7,2	6,3	5,9	8,3

Source : ONM

La quantité d'heures d'ensoleillement dans la région est assez élevée; la moyenne annuelle est de 7.5 heures par jour. L'ensoleillement annuel total est de 3040 heures réparties entre 1289 heures en hiver et 1751 heures en été.

I.5.8. Les Phénomènes climatiques accidentelles

A) La neige :

Nous disposons du nombre de jours de neige et de grêle sur 16 ans (1997-2013) à la station d'ES-SENIA.

Tableau I.8 : Nombre de jours de neige et grêle sur 16 ans (Station d'ES-SENIA).

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Neige	0	0	0	3	4	3	1	0	0	0	0	0

Source : ONM

- La neige n'est pratiquement pas fréquente dans cette région. Elle a été observée au maximum 4 fois sur 16 ans au mois de février. Quelques jours (entre 3 et 6) de neige ont été observés, sur une période de 16 ans, au mois de décembre, janvier et février.

B) La grêle :

Il est à noter que la gelée blanche est connue par ses effets néfastes sur les cultures et exultes la pratique des cultures de primeur, les cultures sous serres (cultures protégées) et même des cultures précoces conduites d'une manière compétitive.

Tableau I.9 : Nombre de jours moyens de gelée à la station ES-SENIA

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Nombre	0	0	2	7	8	7	2	1	0	0	0	0

Source : ONM 2013

La période des gelées dans la zone du périmètre s'étale de Novembre à Mai ; les fréquences les plus élevées sont observées au cours des mois de Décembre, Janvier et Février avec respectivement 7, 8 et 7 jours de gelée. L'année totalise en moyenne 14 jours de gelée.

C) Le siroco :

C'est un vent saharien violent , très sec et tres chaud qui souffle sur l'Afrique du Nord , il a un effet négatif sur les cultures car il influe sur l'évapotranspiration des plantes. Le nombre de jours moyen de siroco (1997 – 2013), est indiqué dans le tableau I.10

Tableau I.10 : Nombre de jours moyens de sirocco à la station de d'ES-SENIA.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Nbre moyen	3,40	2,55	0,10	0,25	0,55	0,20	1,15	0,75	1,70	2,85	3,45	3,85

Source : ONM 2013

I.6. Calcul des indices Agro-météorologiques :

Pour déterminer le type du climat et l'interférence des différentes variables de ce climat et leur action sur les plantes, nous avons deux facteurs essentiels : la pluviométrie et la température.

Les indices les plus connus sont ceux de De Martone et le quotient ombrothermique d'Emberger. Indices Agro-météorologiques :

I.6.1. Indice de Martonne :

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

$$IA = \frac{P}{T+10} \quad \dots\dots I.1$$

Avec :

IA: indice climatique.

P : précipitation moyenne annuelle (mm).

T : température moyenne annuelle (°C).

- IA = indice de Martonne
- P = Précipitation moyenne annuelle PA=358 mm
- T = température moyenne annuelle T=18

L'indice d'aridité annuel est de 12.8 . Il est inférieur à 20 d'où l'irrigation est indispensable.

Tableau I.11. Classification du climat selon de Martonne

Valeurs 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	Parfois utile
I>30	Humide	Inutile

Selon l'indice d'aridité De Martonne, on constate d'après la classification ci-dessus, que la région est soumise à un régime de climat sec, et que l'irrigation est souvent indispensable.

I.6.2. Quotient Ombrothermique d'Emberger :

Cet indice a pour but de déterminer l'étage bioclimatique :

$$Q = \frac{2000}{M^2 - m^2} P \quad \dots\dots I.2$$

Avec :

- Q : quotient pluviométrique modifié d'Emberger
- M : moyenne des maxima (températures maximales journalières) du mois le plus chaud, en kelvins
- m : moyenne des minima (températures minimales journalières) du mois le plus frais, en kelvins
- P : cumul pluviométrique annuel, en millimètres

Tableau I.12.: paramètres et quotient d'Emberger.

P(m	M°C	m°C	Q3	Etage	Variante
358	32	5.6	46.5	Semi-aride	Chaud

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 (10°C), on peut confirmer que notre région se situe dans :

l'étage bioclimatique : semi-aride à hiver chaud (voir graphique ci- dessous)

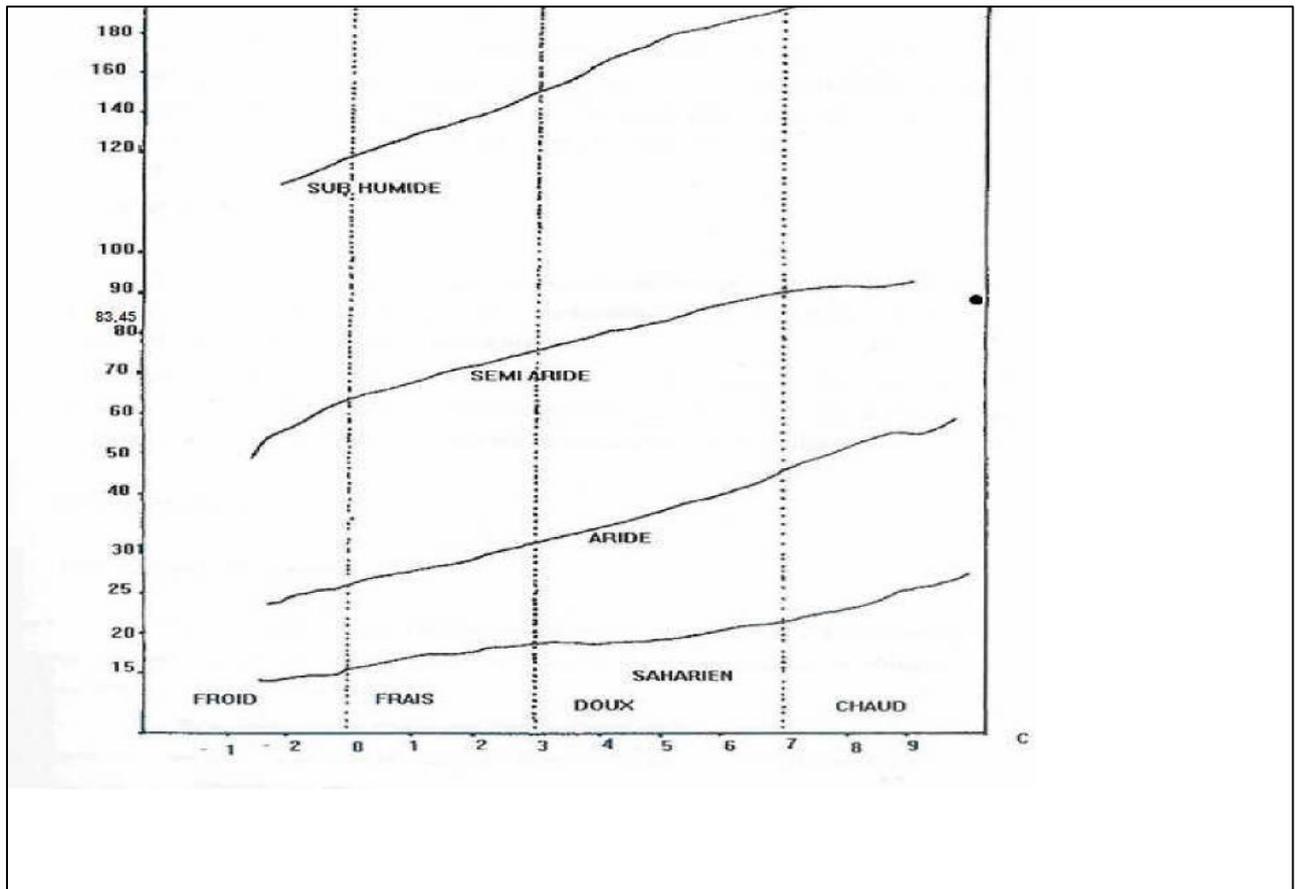


Figure I.4 : Diagramme bioclimatique d'Emberger

I.6.3. Classification du climat selon l'indice de Bagnouls et Gaussen

Le diagramme Ombrothermique permet de définir les mois secs de l'année. Les précipitations sont exprimées en mm. Lorsque celles-ci sont égales ou inférieures au double de la température exprimée en degrés centigrades ($P \leq 2T$).

La période s'étalant entre les abscisses des points de l'intersection des deux courbes correspond à la durée de la saison sèche.

La période s'étalant entre les abscisses des points de l'intersection des deux courbes correspond à la durée de la saison sèche.

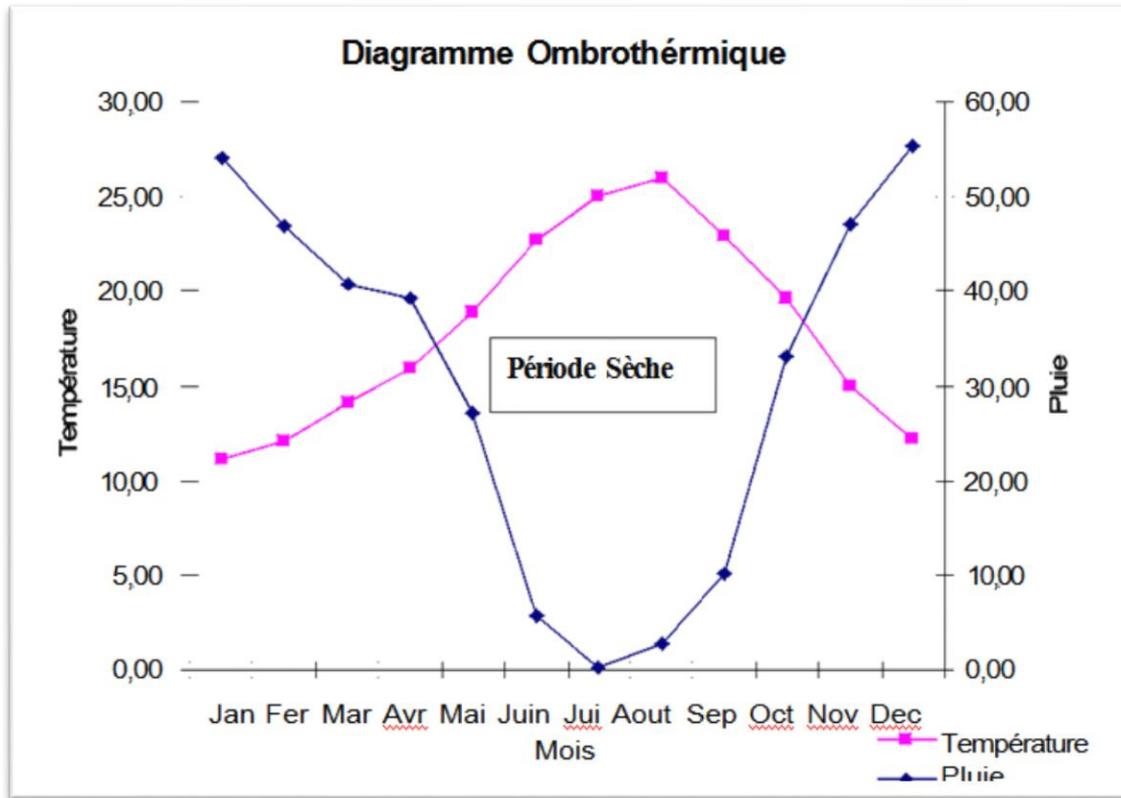


Figure I.5 : Diagramme ombrothermique de Gausson

Discussion du diagramme

D'après la courbe on distingue deux zones : .

- la zone humide s'étale du mois de novembre jusqu'au mois d'Avril,
- la zone sèche s'étale du mois de Mai jusqu'au mois d'octobre.

Conclusion :

.Les paramètres climatiques et agro-météorologiques développés dans ce chapitre indiquent que la zone d'étude est relativement semi-aride.

La pluviométrie de la région est d'une moyenne de 358mm/an, qui tombe essentiellement durant la période Novembre –Avril.

L'introduction de l'irrigation est donc indispensable pour un développement des cultures et une intensification de l'agriculture.

Chapitre II :
Ressources en eau et
en sol

Chapitre II : Ressources en eau et en sol

II.1 Introduction

Le sol désigne l'ensemble hétérogène des matériaux issus de l'évolution d'un substrat minéral sous l'action combinée de facteurs climatiques et de l'activité biologique (Gobat et al, 1998). Avec le climat, le sol constitue le milieu dans lequel la plante se développe. Le sol est le support de la plante, les racines en occupent un volume plus ou moins important et y fixent la plante. Il est également son réservoir alimentaire ; les racines y puisent l'eau et les sels minéraux indispensables.

L'étude pédologique du périmètre a pour objectifs :

- D'apprécier les potentialités des terres vis-à-vis de l'irrigation ; en mettant l'accent sur une hiérarchie d'aptitude des différentes zones et sur l'existence de contraintes éventuelle pour l'aménagement.
- De fournir à l'ingénieur d'irrigation les données fondamentales caractérisant les relations entre le sol et l'eau ; à savoir dose d'irrigation et vitesse d'infiltration, qui conditionnent la conduite et l'organisation des arrosages.

II .2 Ressources en eau

II.2.1 Les eaux superficielles

A) Les oueds :

La zone d'étude est traversée par deux oueds qui sont :

- Oued Tlelat : long de 20 km, il prend naissance à la limite Nord-Ouest de la zone d'étude à pente modérée collectant les eaux de plusieurs Chaabets (Chaabet El Khaïel, Chaabet Hassi Ettouama, etc....). Il entraîne les limons dans un bassin de réception assez important : Oum El Ghelass.
- Oued Tafraoui : long de 14 km, il collecte les eaux de plusieurs affluents, de direction Nord- Ouest à Sud Est provenant des massifs de Tessala, il épand ses eaux dans la partie basse de la plaine de M'lita par manque d'exutoire naturel.

B) La grande Sebkha d'Oran :

C'est une dépression fermée correspondant à une zone humide de 56 870 Ha qui se situe au sud d'Oran à 110 mètres d'altitude et à 8Km à l'Ouest du périmètre d'étude. Elle est limitée au Nord par le massif du Mardjadjo dont l'altitude maximale est de 589 mètres et au Sud par

le massif de Tessala dont l'altitude maximale est de 1061 mètres. Les alluvions ont nivelé le fond de cette dépression à 80 mètres au-dessus du niveau de la mer avec une légère dissymétrie dans la partie orientale. La Sebkha est alimentée par les eaux de ruissellement de quatre bassins versants (Mediouni et Ravines, Murdjadjo, M'Lelat et Oued Tlelat), l'eau de cette zone humide est salée.

La sebkha reçoit également plusieurs sortes de rejets pollués. Les différentes sources de pollution sont inventoriées comme suit :

- Les rejets d'origine domestiques
- Les rejets d'origine industrielle
- Les déchets de la décharge publique d'El Kerma

II.2.2 Les eaux souterraines

Les études géologiques structurales et les études géophysiques récentes menées en septembre 2003 nous en permis de distinguer deux types de nappe phréatique dans la zone d'étude :

- **Nappes quaternaires** : elles sont proches du sol et utilisées essentiellement pour l'irrigation. Les suivis effectués sur ces nappes montrent que la minéralisation a tendance à augmenter. Cette situation ne pourra que s'aggraver si le déficit de recharge perdure. De plus, il existe dans certains secteurs des échanges entre nappes quaternaires et nappes pliocènes; dans ces zones, toute sollicitation et baisse de pression des nappes pliocènes (nappe captive) par augmentation des pompages en nappe captive, aura pour effet d'accroître les échanges nappes quaternaires nappes pliocènes
- **nappes profondes** (de 140m à 340m) : contenues dans des grès pliocènes marin localement en continuité hydraulique avec des faciès calcaires Miocène de type Murdjadjo. Elles contiennent des réserves considérables (750 Hm³). Le renouvellement de cette ressource est faible (5 Hm³) en raison du caractère endoréique du bassin.

➤ **Qualité de l'eau :**

- Les nappes proches du sol ; leurs minéralisation a tendance à augmenter.
- Les nappes profondes présentent des minéralisations acceptables (1 à 2.5 g/l).

Toutefois, il faut signaler que les analyses n'ont pas couvert les autres caractéristiques physico-chimiques (EC, Sodium Adsorption Ratio, NO₃⁻, ML qui peuvent présenter des risques d'empoisonnement)

II.2. Ressources en sol :

But de l'étude pédologique :

L'étude pédologique a pour but de :

- Evaluer la capacité des sols du secteur étudié pour assurer un bon développement végétatif des cultures envisagées et à valoriser économiquement l'investissement. Les aptitudes culturales sont appréciées en confrontant les exigences des productions possibles ;
- Estimer le degré de contribution des sols du périmètre à l'alimentation hydrique des plantes à irriguer .

II.2.2 Aptitudes culturales des sols en irrigation

La mise en valeur des sols du périmètre par des cultures irriguées doit répondre à l'adéquation entre les caractéristiques intrinsèques de la ressource " sol " et de l'évolution de cette dernière sous irrigation avec les eaux de step d'une part et les exigences des cultures à mettre en place d'autre part.

L'évaluation des aptitudes culturales en irrigué d'un sol s'articule à la fois, sur la confrontation des aspects relatifs aux sols dans son contexte géomorphologique (topographie et relief) et les besoins des cultures en ces paramètres.

La réalisation de ces objectifs nécessite la mise en œuvre de plusieurs étapes d'investigations suivante :

- L'identification, la quantification et le classement par importance (par hiérarchisation) des propriétés intrinsèques du sol,
- l'évaluation de la qualité de l'eau
- L'évaluation des caractéristiques qui découlent de ces propriétés du sol et particulièrement celles qui caractérisent ce réservoir « sol » à savoir sa capacité de stockage aussi bien en eau qu'en éléments nutritifs.
- Et enfin L'évaluation des exigences qualitatives des groupes de cultures (arboriculture, cultures maraichères, grandes cultures et cultures industrielles)

Dans le cas de notre périmètre d'étude, les vocations agronomiques suivantes ont été établies :

L'étude des ressources en sols menée au cours de l'étude a permis de distinguer trois catégories d'aptitudes des sols à l'irrigation disponibles dans le périmètre d'étude .

- Catégorie I :

Potentialités en sol très favorables, permettant une mise en valeur hautement productive sans aménagement au préalable, aptitude à l'irrigation très élevée, sols ne présentant pas de facteur limitant ni de contraintes majeure, où les sols sont profonds, des taux de calcaires faible à très faible, une texture fine parfois grossière et une salinité insignifiante $< 0,6$ dS/cm.

- Catégorie II :

Potentialités en sol favorables, permettant d'obtenir une production satisfaisante malgré la présence de certaines contraintes mineures, aptitude à l'irrigation élevée, les sols sont profonds avec des taux de calcaire moyen entre 7 et 12 %, une texture moyennement fine et une salinité oscillant entre 0,6 et 1,4 dS/m.

- Catégorie III :

Potentialités en sol de qualité moyenne, correspondant à des ressources édaphiques présentant certaines contraintes, avec possibilité d'améliorations moyennant la pratique de certains travaux d'aménagement, aptitude à l'irrigation moyenne. Les sols sont moyennement profonds, des taux de calcaires variant entre 12 et 25 %, des textures fines générant ainsi des caractères vertiques et une salinité oscillant entre 1,4 et 2,4 dS/m.

II.2.3 Les Caractéristiques hydrodynamiques des sols du périmètre

II.2.3.1. La conductivité hydraulique

Selon la classification FAO, la majorité de ces valeurs indiquent que les sols sont caractérisés par une conductivité très faible à faible. En effet, les sites de mesure T1, T3, T16 et T24 ont une conductivité très faible (0,03 – 0,07 m/j). Les zones en question sont des unités éparses localisées au nord de la localité de Oued Tlelat, au nord du village Kehailia et au nord-ouest de Tafraoui. La particularité de ces unités réside dans le fait qu'elles se situent non loin des zones de sebkha (milieux fortement salins). La campagne de mesure a coïncidé avec des précipitations qui ont été enregistrées dans la zone. Nous n'avons pas noté des inondations. A cet effet, on conseillera un drainage retardé. Dans le reste de la zone la conductivité hydraulique est faible à modérée

Tableau II.1 : Résultats de la conductivité hydraulique

Station (actualisation)	Essai 1 m/j	Essai 2 m/j	Moy m/j
T1	0,07	0,07	0,07
T3	0,07	0,06	0,06
T16	0,02	0,07	0,05
T24	0,03	0,03	0,03

II.2.3.2. Essais géotechniques

Une série d'essais géotechniques de laboratoires a été effectuée au niveau du laboratoire afin de déterminer les paramètres du sol. Ces essais ont été réalisés au laboratoire sur des échantillons représentatifs de sols, afin de déterminer leurs propriétés physiques, mécaniques et chimiques. Il s'agit des :

- **Essais physiques :**
 - Teneur en eau naturelle
 - Poids volumiques apparent.
 - Poids volumiques des grains solides.
 - Poids volumiques secs.
 - Analyses granulométriques

- Limites d'atterberg.
- **Essais mécaniques :**
 - Cisaillement rectiligne.
 - Compressibilité.
 - Consolidation.
 - Gonflement
 - Pression de gonflement.
- **Essai Chimique :**
 - Teneur en carbonate.

Les résultats des essais de laboratoire sont :

- **Teneur en eau :** $W \% = 12$
- **Poids volumique sec :** $\rho_s (\text{g/cm}^3) = 1.86$
- **Poids volumique des grains solides :** $\rho_s (\text{g/cm}^3) = 2,86$
- **Analyse granulométrique**

Tableau II.2: Analyse granulométrique

Profondeur cm	%d'argile	%limon	%sable
00-32	44	32	24
32-75	53	24	23
75-100	41	30	29

- **Teneur en carbonate**

L'essai de Calcimétrie a été réalisé selon la méthode DEUTSHRILING, les résultats sont cosignés dans le tableau suivant : $W_{\text{CaCO}_3} \% = 35$

- **Essai œnométrique (consolidation)**

Les coefficients de compressibilité $C_c = 0.17$ et de consolidation $C_v = 7.096 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2 / \text{s}$

C_v : indice de compressibilité

$$c_v = 0.848 \frac{(h_i - \Delta h_{90})^2}{t_{90}}$$

C_c : coefficient de consolidation

$$c_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma}$$

- **Cisaillement rectiligne**

L'essai de cisaillement à la boîte à donner des valeurs de cohésion $c=1,47(\text{bar})$ et angle de frottement $\phi=27,59^\circ$

Observations :

Les essais géotechniques réalisés sur des échantillons ont montrés :

- Le sol du sondage est un sable limoneux d'après Classification LCPC et marneux d'après l'essai de CaCO_3
- Les sols du sondage sont moyennement compressibles d'un indice de compressibilité 18 %
- L'essai de cisaillement direct effectué sur l'échantillon du sondage a donné une cohésion de 1.47 (bar) et un angle de frottement égal à 28 degrés.

II.2.3.3. Texture et structure

Les résultats d'analyses donnent des textures fines pour la plupart des sols. Cependant, les sols bruns calcaires (peu différenciés et différenciés) présentent des textures moyennes dans les horizons de surface.

II.2.3.4. Point de flétrissement et capacité de rétention :

•point de flétrissement :

Le point de flétrissement est la quantité d'eau qui correspond à la limite inférieure de l'eau capillaire absorbée par les racines. Dans ces conditions, les forces de succion de la plante égalent la force de rétention capillaire.

Il n'y aura plus d'eau disponible pour la plante, donc la plante va commencer à se faner. Le maintien prolongé de la plante à ce point de flétrissement provoque des accidents importants de la végétation. Les valeurs trouvées du point de flétrissement et 4 à 12 % pour notre sol avec une moyenne de 8 %.

•Capacité de rétention :

La caractéristique du sol de pouvoir retenir l'eau constitue sa capacité de rétention, elle est exprimée en % de la terre sèche. Celle-ci varie suivant les sols en sens inverse de la grosseur des constituants granulaire, c'est-à-dire:

- pF3 : correspond à la capacité de rétention des sols à texture fine.
- pF2.5 : correspond à la capacité de rétention des sols à texture légère et sols sableux.

Les résultats analytiques de la capacité de rétention, a Pf2.5 car la majorité des sols ont des textures légère et sableux : de 10 % à 18 %

II.2.3.5. PH :

Le PH est un coefficient caractérisant l'acidité ou la basicité du milieu. Il a une influence sur l'ensemble des réactions chimiques du sol. Dans les horizons de surface, les valeurs du PH se situent entre 7.5 et 8, ce qui correspond à des horizons faiblement a moyennement alcalin. Alors qu'en profondeur, les valeurs les plus fréquentes reviennent entre 7.8 et 8.20. En définitive, on enregistre, à peu près les mêmes valeurs en surface et en profondeur. Ceci revient à la présence de calcaire total et actif en quantité importante dans les sols. Cette alcalinité provient surtout de l'aridification du climat, l'absence de lessivage et une pluviométrie peu abondante.

II.2.3.6. Capacité d'échange cationique (CEC) :

La capacité d'échange cationique (CEC), exprimée en meq/100g traduit la richesse du sol en éléments nutritifs. Les résultats analytiques donnent les valeurs assez intéressantes, entre 16 et 32 meq/100g, ce qui correspond à des sols moyennement riches en éléments nutritifs. Dans les horizons de surface, elle reste supérieure à 18 meq/100g. Cependant, les valeurs les plus fréquentes obtenues se situent entre 16 et 25 meq/100g.

II.2.3.7. le calcium :

Les résultats analytiques du calcium (Ca^{++}) obtenus se situent entre 16 et 28 meq/100g. ces valeurs correspondent à des sols saturés en calcium. Cependant, les valeurs supérieures à 30 meq/100g sont enregistrées dans certains sols peu évolués et calcimagnésiques, il ya une saturation en ion calcium. L'analyse de l'élément calcium se trouve en quantité le plus souvent supérieure ou égale à celle de la capacité d'échange cationique

II.2.4. Caractéristiques morphologiques et analytiques des sols

II.2.4.1 Les différentes classes des sols

Pour cerner les problèmes morphologiques et physicochimiques des sols, il a été procédé au découpage du périmètre d'étude en trois (03) unités :

A) Unité cartographique N°01

Cette unité correspond aux sols évoluant sur des matériaux calcaires. Elle se caractérise par :

- Une profondeur limitée par une accumulation calcaire continue croûte et encroûtement à 30 cm.
- Une texture argileuse.
- Un taux de calcaire actif faible, dans les horizons de surface, et a tendance d'augmenter en profondeur.

-Classification du sol:

- Sol peu évolué
- non climatique, d'apport alluvial, sur croûte et encroûtement calcaire

B) Unité cartographique N°02

Cette unité cartographique correspond aux sols à dominance sableuse d'apport du littoral. Elle se caractérise par :

- Une profondeur supérieure ou égale à 120 cm.
- Une texture argileuse parfois sableuse.
- Un taux de calcaire actif très faible.
- Charge caillouteuse nulle.

- Classification du sol:

- Sol peu évolué,
- non climatique,
- d'apport alluvial modal

C) Unité cartographique N°3 :

Les sols sont évolués sur des matériaux rubéfiés de texture généralement limoneuse à sablo limoneuse parfois équilibrée. Elle se caractérise par :

- Une profondeur supérieure à 120 cm,
- Une texture sablo limoneuse, limoneuse, équilibrée,

- Un taux de calcaire actif très faible,
- La charge caillouteuse variable

- **Classification du sol:**

- Sol peu évolué,
- non climatique,
- d'apport alluvial modal

Les paramètres hydrodynamiques, qui interviennent entre autres dans le calcul de la dose d'irrigation sont résumés dans le tableau II.3 :

Tableau II.3 : Propriétés hydrodynamiques des sols.

Texture	Sableux-limoneux
Capacité au champ (%)	35%
Point de flétrissement (%)	19%
Densité apparente	1.3-1.4

Conclusion

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

Les analyses physico-chimiques des sols ont mis en évidence des propriétés adéquates.

De façon générale les sols présentent de bonnes aptitudes culturales à diverses spéculations agricoles les plus cultivées dans la région, ce qui constitue un avantage agronomique et une opportunité socio-économique pour l'aménagement du périmètre du M'lita

Chapitre III :
Présentation de la
STEP et
caractéristiques des
eaux

Chapitre III : Présentation de la STEP et caractéristiques des eaux

III.1 Introduction

Les eaux usées épurées peuvent être considérées comme une source en eau non négligeable pour être réutilisées par l'homme dans les domaines suivants : irrigation, industrie et urbains. Elles peuvent constituer en même temps une solution pour diminuer l'exploitation intensive des ressources en eau limitées et mal réparties de la terre et par conséquent, protéger les cours d'eau, les plans d'eau, voire les eaux souterraines.

III.2 Localisation de la station d'épuration

Le site de la STEP est situé à proximité d'El Karma, à environ 7 km au Sud de la ville d'Oran. Elle est implantée sur le bord de la Sebkhia d'Oran où il était prévu de rejeter les eaux usées épurées. Les eaux usées seront acheminées à la STEP par un réseau de transfert important constitués de conduites, galeries et stations de pompage.

La station d'épuration est prévue pour traiter les eaux usées du groupement urbain d'Oran. Les données qui suivent sont tirés des documents obtenus auprès de la Direction du Projet au sein de la DHW d'Oran



Figure III.1 : Situation géographique du site de la STEP

III.3. caractéristiques de la STEP

La station d'épuration du groupement urbain de la ville d'Oran est conçue pour permettre traiter les eaux usées d'une population équivalente de 1 526 000 pour l'année 2015.

Les débits de dimensionnement des équipements de la station d'épuration pour l'année 2017 sont:

- ✓ 16 200 m³/h qui représente le débit de pointe horaire par temps de pluie du dégrillage et du dessablage - déshuilage.
- ✓ 15 400 m³/h qui représentent le débit de pointe horaire par temps de pluie relevant pour le dimensionnement des décanteurs primaires et les traitements biologiques.
- ✓ 270 000 m³/j qui représentent le débit journalier en moyen annuel.

III.3.1. Qualité des eaux usées entrants dans la station d'épuration

Les charges polluantes attendues au niveau de STEP pour l'année 2017, pour un débit de pointe par temps de pluie de 16200 m³/h d'après l'étude de dimensionnement de la STEP d'Oran sont reportées dans les tableaux suivants :

A) Biodégradabilité et nature de rejet :

Un effluent brut du type domestique présente les caractéristiques suivantes :

Tableau III.1: charges polluantes à l'entrée de la STEP d'Oran .

Paramètre	concentration en mg/l
DBO5	235 mg/l
DCO	588 mg/l
MES	249 mg/l

Source : STEP D'Oran

Tableau III.2: Caractéristiques des eaux usées (NTK, N et le phosphore totale)

Paramètre	Concentration en kg/j	concentration en mg/l
NTK	16 786 kg/j	43,17 mg/l
N _{org}	4 578 kg/j	11,77 mg/l
Phosphore total	2 747 kg/j	7,06 mg/l

Source : STEP D'Oran

Calcul de la qualité chimique de l'eau usée :

- $DCO/DBO5 = 588,76/235 = 2,5$
- $DCO = 588,76 < 750 \text{ mg/l}$
- $NTK = 43,17 \text{ mg/l} < 100 \text{ mg/l}$

Le rapport DCO/DBO5 égale à 2.5 Ce qui montre que nous sommes en présence d'une eau usée urbaine chargée en matières organiques biodégradables.

B) Teneur nécessaire en substances nutritives :

Pour que les micro-organismes aient un métabolisme normal, il est indispensable que certaines substances nutritives minérales soient présentés à côté des substances organiques biodégradables, ce sont essentiellement l'azote et le phosphore.

Il est indispensable de vérifier les proportions N /DBO5 et P /DBO5 :

Si : - $N/ DBO5 \geq 5\%$

- $P/DBO5 \geq 0,6\%$

Pas d'apport de phosphore et d'azote.

Si : - $N/ DBO5 \leq 5\%$

- $P/DBO5 \leq 0,6\%$

Les valeurs des rapports N/ DBO5 et P/ DBO5 sont reportées au tableau suivant :

Tableau III.3 : Teneur en substances nutritives

Parameters	Moy
DBO5	235
P	10,81
N	56,63
N/DBO5	24
P/DBO5	4,6
(N/DBO5) moyen	
(P/DBO5) moyen	

Source : STEP D'Oran

Au vu des résultats obtenus, nous pouvons conclure que les proportions en azote et phosphore sont suffisantes pour l'enclenchement du processus épuratoire, ce qui assure aux bactéries épuratrices pour se développer en dégradant les matières organiques biodégradables.

III.3.2.Process d'épuration des eaux usées adopter au sein de la station d'épuration d'Oran

Le système de traitement retenu est la boue activée à moyenne charge.

En amont du pré traitement, il est prévu:

- Un bassin de dissipation de l'énergie
- Un canal de comptage
- Un échantillonneur automatique
- Une station de pré traitement mécanique et de dépotage des matières de vidange En option : une station de stockage et de dosage de chlorure ferrique pour lutter contre la production de H₂S.



Figure III.2: STEP EL-KERMA (Oran).

Étapes de traitement :

Le procédé d'épuration retenu est celui du traitement biologique par boues activées.

***Prétraitement**

Le prétraitement qui consiste en un certain nombre d'opérations mécaniques ou physiques destinées à extraire le maximum d'éléments dont la nature et la dimension constitueraient une gêne ultérieurement. Ces opérations sont: le dégrillage, le dessablage et le déshuilage.

A. Dégrillage :

L'eau brute passe à travers des grilles composées de barreaux placés verticalement ou inclinés de 60 à 80° sur l'horizontale. L'espacement des barreaux varie de 6 à 100 mm; La vitesse moyenne de passage entre les barreaux est comprise entre 0,6 et 1 m/s.

Le nettoyage de la grille est généralement mécanique. Il est réalisé par un râteau solidaire d'un chariot qui se déplace de bas en haut le long d'une crémaillère ou entraîné par deux câbles, Les matériaux de dégrillage constituent un produit gênant qui est composté ou évacué par camions.

B. Dégrillage :

L'eau brute passe à travers des grilles composées de barreaux placés verticalement ou inclinés de 60 à 80° sur l'horizontale. L'espacement des barreaux varie de 6 à 100 mm; La vitesse moyenne de passage entre les barreaux est comprise entre 0,6 et 1 m/s.

Le nettoyage de la grille est généralement mécanique. Il est réalisé par un râteau solidaire d'un chariot qui se déplace de bas en haut le long d'une crémaillère ou entraîné par deux câbles, Les matériaux de dégrillage constituent un produit gênant qui est composté ou évacué par camions.

C. Dégrillage :

L'eau brute passe à travers des grilles composées de barreaux placés verticalement ou inclinés de 60 à 80° sur l'horizontale. L'espacement des barreaux varie de 6 à 100 mm; La vitesse moyenne de passage entre les barreaux est comprise entre 0,6 et 1 m/s.

Le nettoyage de la grille est généralement mécanique. Il est réalisé par un râteau solidaire d'un chariot qui se déplace de bas en haut le long d'une crémaillère ou entraîné par deux câbles, Les matériaux de dégrillage constituent un produit gênant qui est composté ou évacué par camions.

D. Dessablage :

Le dessablage s'effectue sur des particules de dimensions supérieures à 200 μm La vitesse de sédimentation se calcule par la loi de Stokes (chute libre). On calcule la section du dessableur de manière que la vitesse de l'eau ne descende pas au-dessous de 0,30 à 0,20 m/s; on évite ainsi que les matières organiques se déposent en même temps que les sables.

- Les ouvrages à prévoir pour obtenir une vitesse d'écoulement de 0,30 m/s sont :
- les dessableurs circulaires, à alimentation tangentielle ou à brassage mécanique ou à insufflation d'air

(Pour éviter le dépôt de matières organiques, en heures creuses, avec faible débit)

- les dessableurs rectangulaires à insufflation d'air. On insuffle de l'air qui provoque une rotation de liquide et crée ainsi une vitesse constante de balayage du fond, perpendiculaire à la vitesse du transit. Le sable est extrait soit mécaniquement par raclage Vers un poste de réception, puis repris par pompage, soit directement par pompe suceuse montée sur pont roulant. Le sable séparé contient malgré tous des matières organiques et plusieurs dispositifs sont appliqués pour améliorer sa qualité : lavage par hydro cyclone, extraction des fosses de stockage par des moyens mécaniques qui font, en même temps, office de laveur de sable, Le volume de sable extrait par habitant et par an est de l'ordre de 5 à 12 dm^3 .

E. Déshuilage :

Le déshuilage-dégraissage se rapporte à l'extraction de toutes les matières flottantes d'une densité inférieure à celle de l'eau. Ces matières sont de natures très diverses et leurs quantités s'estime par la mesure des «matières extractibles par solvants ». La teneur des eaux usées en matières extractibles est de l'ordre de 30 à 75 mg/L.

Néanmoins, certains rejets industriels (abattoirs, laiteries...) peuvent élever ces valeurs à 300-350 mg/L. Les huiles et graisses, lorsqu'elles ne sont pas émulsionnées, sont séparées sous forme de boues flottantes dans des ouvrages comportant une zone d'aération où les bulles d'air augmentent la vitesse de montée des particules grasses et une zone de tranquillisation où s'effectue la récupération. Le temps de séjour dans ce type d'ouvrage est de 5 à 12 min. Le débit d'air insufflé est de l'ordre de 0,2 m³/h. Souvent, les fonctions de dessablage et de déshuilage sont combinées dans un même ouvrage.

***Traitement primaire :**

A . Décantation primaire

La décantation se distingue du dessablage en ce sens qu'elle enlève plus de la moitié des matières en suspension, alors que le dessablage ne vise que l'élimination du sable et des autres matières minérales (plus lourdes que les matières organiques).La décantation se déroule dans quatre décanteurs primaires de 50m de diamètre chacun, équipés d'un racleur qui tourne avec une vitesse 1tour chaque 35min.

B. Le traitement biologique :

Un ensemble de bassins d'activation biologique:

C'est l'étape du traitement biologique qui repose sur l'activité des bactéries. Elles se nourrissent par les matières organiques, encore présentes dans l'eau. Ces bactéries sont principalement aérobies et sont cultivées dans des bassins conspues. Leur rôle est de transformer naturellement la pollution organique et diminue le carbone l'azote et le phosphore contenus dans l'eau.

A cette étape, on éjecte d'air (O₂ 2mg/l) par des aérateurs de surfaces : turbines lentes, turbines rapides

C- Décantation secondaire :

Après le traitement biologique, l'eau arrive au bassin d'aération vers un décanteur circulaire pour la décantation secondaire. Ce dernier a le même principe que la décantation primaire, contenant à un racleur qui tourne avec une vitesse 1tour chaque 35min.

Dans ces bassins les matières en suspension tombent au fond du bassin. Elles constituent des boues secondaires (actives) et l'eau sort par les conduites de débordement. Concernant les boues évacuées une partie se dirige vers la filière de traitement des boues qui va retourner vers le bassin d'aération, par le principe de la poussée d'Archimède, les boues se dirigent vers le bassin de collecte avec l'eau de bassin de décantation primaire puis vers le bassin d'aérations.

*Traitement tertiaire :

Une désinfection des eaux traitées au chlore est prévue (chloration) : Après la décantation secondaire l'eau arrive au bassin de contact, ou on injecte le chlore comme un dernier traitement

*Le traitement des boues sera composé de :

Après avoir deux types de boues différentes, on passe à leurs traitements. Pour la boue active (secondaire) on utilise une partie pour la retourner au bassin d'aération par le vice d'Archimède. L'autre partie, va se diriger vers l'épaississement mécanique et la boue primaire vers l'épaississement primaire. Ensuite, les deux boues passent dans le bassin homogénéisation ou elles sont mélangées et donnent une boue homogène. Finalement, la boue se dirige vers le digesteur avec une température de 37°. La boue va dégager des gaz qui vont passer par une conduite vers un gazomètre ou ils seront stockés. Une partie de ces gaz sera utilisée pour des chaudières du digesteur, l'autre partie sera brûlée. Après cette étape la boue se dirige vers l'étape de l'épaississement finale puis sera stocké dans des silos. Enfin, la boue va être mélangée avec de la chaux pour la rendre plus dure.

III.3.3. Qualité des eaux usées épurées :

III.3.3.1. objectif de traitement :

A) Méthodes d'analyses utilisées :

Les méthodes utilisées pour chaque paramètre sont détaillées comme suit :

Tableau III .4 : les méthodes d'analyses des principaux paramètres examinés

	Paramètre mesurés	Méthodes utilisées
caractéristiques physico-chimiques	Température	Thermomètre
	PH	pH - mètre
	M.E.S	Filtration à 105 °C
	D.C.O	Spectrophotométrie
	D.B.O ₅	Manométrie (DBO- mètre)
	Azote	la méthode colorimétrique
	Phosphore total	Colorimétrie
métaux lourds	Zn - Cr - Pb	Spectrophotométrie d'absorption atomique
Coliformes fécaux(paramètres microbiologiques)	-	

Source : STEP D'Oran

Chapitre III Présentation de la STEP Et caractéristiques des eaux

B) Norme de qualité d'eau usée épurée :

Le tableau suivant illustre le

Tableau III.5 : caractéristiques des eaux épurées à la sortie de station d'épuration

N°	Paramètres	Unité	Valeurs max
1	Température	°C	30
2	PH	-	6,5 - 8,5
3	MES	mg/l	35
4	Phosphore total	"	1-5
5	DCO	"	120
6	Azote	"	2-20
7	DBO ₅	"	40
8	Métaux lourds	"	0.3 -0.5
9	conductivité	mmho/cm	0.75-2.25
10	Coliformes fécaux(paramètres microbiologiques)	ml	200-100

Source : STEP D'Oran

III.3.3.2. Résultats analytiques et interprétation:

A) Résultats analytiques :

Tableau III.6. caractéristiques des eaux épurées à la sortie de station d'épuration EL-KERMA :

Paramètres	Moyenne des campagnes de prélèvement	Unités
Température	16-20	°C
PH	7,91	Sans
D.C.O	100	mg/l
D.B.O5	25	mg/l
M.E.S	30	mg/l
Métaux lourds	0,029	mg/l
Azote	14	mg/l
Phosphore total (P)	1,9	mg/l
conductivité	1.91	mmho/cm
Coliformes fécaux(paramètres microbiologiques)	95-100 Source : STEP D'Oran	ml

On remarque que les concentrations sont bien adaptées aux normes de rejet.

B) Interprétation des résultats :

A. Température :

La température de l'eau usée après traitement varie de 16 à 20 mg/l. On remarque que la concentration est bien adaptée aux normes.

B. Le pH :

Les valeurs de pH mesurés 7,91. Valeur dans la fourchette des valeurs généralement observées pour les eaux usées épurées ($6,5 < PH < 8,5$).

C. Demande biochimique en oxygène (DBO₅)

La demande biochimique en oxygène (DBO₅) est la quantité d'oxygène consommée par les micro-organismes contenus dans l'effluent au bout de cinq jours dans des conditions expérimentales définies (obscurité, température de 20°C). Les valeurs de la DBO₅ enregistrées sont comprises entre 5 et 35 mg/l, avec une moyenne de 25 mg/l.

D. Demande chimique en oxygène (DCO)

Les valeurs de la DCO enregistrées avec une moyenne de 100 mg/l, On remarque que les concentrations sont bien adaptées aux normes de rejet.

E. Matières en suspension (MES)

Les valeurs obtenu de MES 30 mg/l, ce qui confirme que les rejets sont chargés en matières en suspensions (organique et minérale).

F. Phosphore total

L'apport des phosphates par les réseaux d'égout varient fortement avec les usages alimentaires et domestiques. La valeur obtenue 1,9 mg/l, cette valeur est au normes .

G . Métaux lourds et Eléments traces

L'analyse chimique des échantillons pour ces rejets fait apparaître que la totalité des métaux lourds se trouve sous formes de traces

G. Azote

L'azote de l'eau usée urbaine après traitement secondaire varie de 2 à 20 mg/l. On remarque que la concentration est bien adaptée aux normes.

H. **des paramètres microbiologiques** des eaux épurées par la step restent inférieures aux normes. Selon ces normes, la qualité sanitaire de ces eaux serait alors acceptable dans le cas d'une réutilisation.

III.3.4 Les boues résiduaires

Les efforts pour réduire la pollution par le traitement des eaux usées, produisent une quantité croissante de boues résiduaires; matières solides, qui sont enlevées de l'eau usée pour produire une eau usée épurée.

III.3.4.1 Composition des boues

La composition et les microbes pathogènes qui sont les éléments clés définissant la pertinence d'une boue d'épuration pour un usage agricole (USDA, 1980) dépendent:

- de la source des boues (industriel ou domestique),
- du type de traitement des eaux résiduaires (prétraitement, primaire, secondaire, tertiaire ou avancé),
- du produit chimique utilisé pour la floculation,
- du type de traitement des boues.

Nous reprenons ci-après les quatre aspects principaux qui concernent la réutilisation des boues résiduaires.

A) La teneur en métaux lourds

La boue change avec le niveau des apports d'eau industrielle. Des concentrations élevées en métaux lourds (zinc, cuivre et nickel) peuvent tuer les plantes. Le cadmium peut être absorbé et accumulé par les plantes en concentration telle, qu'il peut être nocif pour les humains. Même l'eau usée domestique peut produire des boues contenant assez de métaux lourds pour limiter son utilisation continue. Par conséquent, les analyses de métaux lourds sont nécessaires pour évaluer la convenance des boues comme source d'engrais ou comme conditionneur de sol.

B) Les microbes pathogènes

Virus, helminthes, protozoaires et bactéries. Dans la plupart des pays du Proche Orient, les microbes pathogènes sont le facteur principal d'inquiétude. En particulier, les œufs de quelques parasites à longue durée de vie et très résistants aux températures élevées peuvent être présents, même après le séchage des boues en couches minces ou après compostage. Les agriculteurs doivent être informés du risque, de façon à gérer l'utilisation des boues avec soin. Des mesures conservatoires telles que le port de gant et de bottes de protection devraient être considérées comme mesures obligatoires.

C) La salinité

Dans certains cas, la salinité peut être élevée et l'apport total de boues sur les terres agricoles est calculé sur base du niveau de salinité et non pas sur base de la teneur en N de la boue.

D) Les nutriments

La boue peut contenir des niveaux élevés en certains éléments qui peuvent endommager les récoltes (B et autres métaux) et l'environnement (N). Ces constituants devraient être pris en considération, en particulier dans des zones sensibles.

Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons déterminé et évalué la concentration des eaux de la STEP d'El Kharma en certains éléments définissant leur qualité ainsi que leur pouvoir fertilisant. Nous avons aussi parlé des boues résiduaires, leur composition. L'étude faite au niveau de ce chapitre nous a permis de confirmer la nature domestique des rejets. les étapes de traitement déroulant dans la station d'épuration biologique convient parfaitement à ce type des rejets.

Dans le cas de la réutilisation de l'eau épurée pour l'irrigation, il serait préférable d'utiliser l'eau pour les cultures les moins sensibles aux sels et d'adapter des techniques d'irrigation les plus appropriés aux cultures choisit.

Chapitre IV :
Etude bibliographique
sur la réutilisation des
eaux usées
Épurées en irrigation

**Chapitre IV : Etude bibliographique sur la réutilisation des eaux usées
Épurées en irrigation**

IV.1 Introduction

Le problème de l'eau se pose avec acuité aussi bien au Nord qu'au Sud, chez les uns en termes de qualité, chez les autres en termes de quantité.

L'accroissement démographique, les activités anthropiques et les changements climatiques exercent une grande pression sur la ressource «eau ». Celle-ci diminue à cause de la surexploitation des nappes, de la pollution des lacs et des rivières, etc. Pour disposer de plus d'eau douce pour les usages industriels et d'eau potable, l'agriculture, qui consomme près de 70% de toute l'eau douce utilisée, doit réutiliser davantage les eaux usées épurées en irrigation.

La réutilisation des eaux usées épurées pour l'irrigation est particulièrement intéressante dans les pays qui ont des ressources hydriques faibles avec présence de saisons sèches et où la compétition avec l'eau potable est très marquée.

IV.2 Historique sur la réutilisation des eaux usées en irrigation

La réutilisation des eaux usées est une pratique très ancienne. Au milieu du 19^e siècle, de nombreuses villes d'Amérique du nord et d'Europe ont adopté l'irrigation des cultures comme moyen d'éliminer leurs eaux résiduaires (Mara et Cairncross, 1991). La raison essentielle était d'empêcher la pollution des cours d'eau et non l'amélioration de la production agricole.

IV.2.1 En Amérique

Aux États-Unis, 34 états disposent de réglementations ou de recommandations relatives à l'usage agricole des eaux usées (Ecosse, 2001). Les grandes réalisations sont en Californie où les eaux usées sont utilisés pour irriguer le coton, la luzerne, le maïs, l'orge et la betterave à sucre et en Floride, où en plus des parcs et des golfs, 3000 ha de cultures et de pépinières sont irriguées par les eaux usées traitées.

Au Mexique, les eaux usées brutes de Mexico sont réutilisées pour l'irrigation agricole dans le cadre d'un plus grand projet d'irrigation (irrigation de 90 000 hectares de maïs, d'orge et de tomates). Pour l'ensemble des villes mexicaines la superficie irriguée par les eaux usées brutes est de l'ordre de 250 000 ha (Mara&Cairncross, 1991).

IV.2.2 En Méditerranée :

La réutilisation agricole des eaux usées a toujours existé sur le pourtour sud de la Méditerranée. En effet, le bassin méditerranéen est une région où la pénurie d'eau est particulièrement ressentie. La Tunisie est le premier pays de l'Ouest méditerranéen à avoir adopté des réglementations en 1989 pour la réutilisation de l'eau (**Bahri, 2002**). On compte environ 6400 hectares irrigués par les eaux usées traitées dont presque 70% sont situés autour de Tunis (grand centre urbain), lieu de production des eaux usées. Les cultures irriguées sont les arbres fruitiers (citrons, olives, pommes, poires etc.), les vignobles, les fourrages (luzerne, sorgho), le coton, etc.[3]

IV.2.3 Australie

L'Australie est un continent sec. L'intensité des précipitations est très variable dans l'espace puisqu'un quart du continent concentre 80% des précipitations. Le plus ancien périmètre irrigué au monde se trouve à Melbourne (**créé en 1897**) et il comporte 4000 ha (**Mara & Cairncross, 1991**). Essentiellement, les eaux usées brutes servent à irriguer les pâturages.

IV.2.4 En Chine et en Inde

La Chine et l'Inde, deux pays très peuplés et qui risquent d'être en stress hydrique dans la prochaine décennie, pratiquent à grande échelle la réutilisation des eaux usées en irrigation agricole. Pour l'ensemble des villes chinoises, on compte 1 330 000 ha irrigués par les eaux usées. Pour l'Inde, le total s'élève à 73000 ha

IV.2.5 en Algérie

Aujourd'hui la stratégie nationale du développement durable en Algérie se matérialise particulièrement à travers un plan stratégique qui réunit trois dimensions à savoir : Sociale, Economique et Environnementale.

Sur les 130 stations d'épuration exploitées par l'ONA à travers les 44 wilayas, 17 sont concernées par la réutilisation des eaux usées épurées en agriculture.

Le volume réutilisé à fin aout 2016 est estimé à 14,6 Millions de m³, pour ces 17 STEP concernées par la REUE ; afin d'irriguer plus de 11 076 ha de superficies agricoles.

Cadre réglementaire en Algérie

- **La loi n°05-12 du 04 Août 2005**, relative à l'eau, a institué la concession de l'utilisation des eaux usées épurées à des fins d'irrigation (JO n°60-année 2005)
- **Le décret n°07-149 du 20 mai 2007** fixe les modalités de concession de l'utilisation des eaux usées épurées à des fins d'irrigation ainsi que le cahier des charges-type y afférent.
- **Les arrêtés interministériels du 02 janvier 2012** qui prennent en application les dispositions de **l'article 2 du décret exécutif n°07-149**, publiés en Janvier 2012 par le ministère des ressources en eau. (JO n°41) Ces arrêtés fixent :
 - Les spécifications des eaux usées épurées utilisées à des fins d'irrigation et notamment en ce qui concerne les paramètres microbiologiques et les paramètres physico-chimiques
 - La liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées.
 - **La norme Algérienne N°17683** « Réutilisation des eaux usées épurées à des fins agricoles, municipales et industrielles - Spécifications physico-chimiques et biologiques » est disponible au niveau de l'Institut Algérien de Normalisation IANOR ;
 - La **REUE** sollicite une coordination étroite entre les différentes structures impliquées dans les opérations de réutilisation à tous les niveaux.[1]

VI.3 Réutilisation des eaux usées épurées en irrigation :

IV.3.1 Définition

La réutilisation des eaux usées c'est l'emploi nouveau des «eaux de deuxième main» pour un usage différent de celui de son premier emploi grâce à des actions volontaires. La réutilisation peut être réalisée de manière directe ou indirecte :

- la réutilisation directe correspond à l'emploi immédiat des eaux utilisées, après épuration, sans passage ni dilution de ces eaux dans le milieu naturel ;
- la réutilisation indirecte correspond à l'emploi, sous forme diluée, des eaux déjà utilisées, après leur rejet et dilution dans le milieu naturel (cours d'eau, eaux souterraines)[2]

IV.3.2 Principaux avantages et inconvénients

a) Avantages

- L'utilisation des eaux usées épurées constitue une alternative pour la pénurie d'eau qui frappe certaines régions de la planète.
- Pour les agriculteurs, ça représente une source d'eau fiable. En outre, l'eau recyclée contient en général des nutriments qui permettent une réduction des coûts de fertilisation.
- Le recyclage des eaux usées permet la réduction de l'impact environnemental causé par la décharge d'effluents dans le milieu naturel.

b) Inconvénients

- Des modifications importantes des stations d'épuration peuvent être nécessaires pour assurer le niveau de qualité de l'eau requis pour l'irrigation.
- Une des principaux désavantages de l'irrigation par recyclage des eaux usées sont les restrictions liées aux enjeux de santé publique.
- Ça peut poser des problèmes bureaucratiques, politiques et d'acceptation par l'opinion publique.
- Un projet d'irrigation utilisant l'eau usée comme source n'est pas toujours économiquement rentable[3]

IV.3.3 Les risques liés à la réutilisation agricole des eaux usées épurées

IV.3.3.1 Risque microbiologique

Dans le cas de l'agriculture, il est prouvé depuis longtemps que les microorganismes pathogènes des animaux ne peuvent ni pénétrer ni survivre à l'intérieur des plantes. Les microorganismes se retrouvent donc à la surface des plantes et sur le sol. Les feuilles et la plante créent un environnement frais, humide (évaporation) et à l'abri du soleil. [4]

IV.3.3.2 Risques chimiques

Les éléments traces sont, en général, immobilisés dans les couches supérieures du sol, par adsorption et échange d'ions. Cette accumulation peut avoir pour conséquence à terme des risques pour le développement des plantes, la santé humaine et animale

Les métaux qui présentent les risques les plus notables sont : Le nickel, zinc et cuivre..ect

IV.3.3.3 Substances nutritives

Ces impacts sont d'importance particulière puisqu'ils peuvent réduire la productivité, la fertilité et le rendement des terres.

➤ L'azote

En quantité excessive peut :

- ✓ Retarder la maturation de certaines cultures, abricots , agrumes;
- ✓ Altérer leur qualité, comme par exemple réduire la teneur en sucres des fruits;
- ✓ Accentuer la sensibilité des cultures aux maladies, la tendance à la verse pour les céréales,
- ✓ Limiter le développement des jeunes racines.

➤ Les nitrates

L'origine des nitrates dans l'eau souterraine est principalement due aux engrais et les eaux d'épuration . L'azote n'est pas absorbé par les plantes, volatilisé, ou emporté par le nettoyage des surfaces dans les eaux souterraines sous forme de nitrate. Ceci rend l'azote non disponible pour les plantes, et peut également augmenter la concentration dans les eaux souterraines au-dessus des niveaux admissibles pour la qualité de l'eau potable. Les systèmes septiques éliminent seulement la moitié de l'azote des eaux usées, laissant l'autre moitié dans les eaux souterraines, ceci conduit à une augmentation des concentrations en nitrate.

IV.3.3.4 la concentration saline des eaux

Au cours des irrigations successives, la plante prélève l'eau qui lui est nécessaire et abandonne dans le sol une large fraction des sels apportés. Ces résidus s'accumuleront et la salinité propre du sol s'élèvera en même temps que les volumes d'eau appliqués. Les eaux d'irrigation doivent, donc renfermer des quantités de sel notable inférieures au niveau de salinité de la solution de sol considéré comme dangereux. Dans le cas contraire, il faut pratiquer des irrigations supérieures aux besoins de la culture de manière que l'eau en excès entraîne en profondeur hors de portée des racines les éléments solubles.

Les risques de salinisation peuvent être minorés de 10 à 30% si la fraction de lessivage correspond à celle d'une irrigation bien réalisée (10 à 20% de lessivage).

Les principaux sels responsables de la salinité de l'eau sont les sels de calcium (Ca^{2+}), de magnésium (Mg^{2+}), de sodium (Na^+), les chlorures (Cl^-), les sulfates (SO_4^{2-}) et les bicarbonates (HCO_3^-).

IV.3.3.5 Les eaux souterraines (nappes)

- Les nappes libres (nappes qui ne possèdent pas de couche imperméable au-dessus permettant leur protection) sont les plus exposées à la contamination par l'infiltration des eaux usées épurées après irrigation, non seulement parce qu'elles ne bénéficient pas d'une protection, mais encore parce qu'elles sont en général peu profondes.
- Les nappes captives (nappes qui ont une couche imperméable au-dessus qui empêche l'eau et donc les polluants de s'infiltrer) sont plus protégées mais peuvent être éventuellement contaminées par des forages ou une autre mise en communication avec la surface ou un autre aquifère pollué.

IV.3.4 Mesures de protection de la santé

La réutilisation des eaux usées a toujours existé, mais elle a toujours été traitée d'une façon mono- disciplinaire, le seul critère retenu étant la santé humaine. Toutes les normes de l'OMS ont été élaborées dans un souci sanitaire. Celles-ci ont été d'une part contraignantes, car difficile à respecter par les pays en voie de développement et, d'autre part, ont posé le problème d'acceptabilité sociale c'est-à-dire l'image négative d'une eau considérée dangereuse.

A) Normes et critères OMS

Les paramètres minimaux de qualité bactériologique des EE à la sortie de la STEP permettant d'assurer la protection sanitaire des agriculteurs et des consommateurs, sont ceux de l'OMS (1989, 2000 et 2006)

Tableau IV.1 : Normes de réutilisation des eaux usées épurées(OMS)

Paramètres	Unité	Normes OMS
PH		6.5- 8.4
Turbidité	NTU	/
MES	mg/l	< 70
DCO	mg O2 / l	< 40
DBO5	mg O2/ l	<10
Azote nitrique (NO3-)	mg/l	50
NO2-	mg/l	< 1
NH4+	mg/l	< 2
PO4³⁻	mg/l	< 0,94
HCO3-	mg/l	500
Cl-	mg/l	1065
Ca²⁺	mg/l	400
Mg²⁺	mg/l	60,75
K+	mg/l	50
Na+	mg/l	920
SAR	meq/l	modérée

Source: ONID

B) Directives de la FAO :

La FAO établit en 1974 des directives concernant la qualité physicochimique et d'éléments traces métalliques de l'eau d'irrigation dans lesquelles l'accent était mis sur l'influence à long terme de la qualité de l'eau, sur la production agricole, sur les conditions du sol et les techniques culturales (**Ayers et Wescott , 1994**) :

Tableau.IV.2:Directives pour l'interprétation de la qualité d'une eau d'irrigation d'après laFAO

		Restriction pour l'irrigation		
		Aucune	Légère à modérée	Forte
Salinité (influe sur l'eau disponible pour la plante)				
CEi	dS/m	<0.7	0.7-3.0	>3.0
TDS	mg/l	<450	450-2000	>2000
Infiltration (influe sur la vitesse d'infiltration de l'eau dans le sol : utiliser à la fois CEi et SAR)				
SAR = 0-3 et CEi =		>0.7	0.7-0.2	<0.2
SAR = 3-6 et CEi =		>1.2	1.3-0.3	<0.3
SAR = 6-12 et CEi =		>1.9	1.9-0.5	<0.5
SAR = 12-20 et CEi =		>2.9	2.9-1.3	<1.3
SAR = 20-40 et CEi =		>5.0	5.0-2.9	<2.9
Toxicité de certains ions (affectent les cultures sensibles)				
Sodium :				
Irrigation de surface	SAR	<3	3-9	>9
Irrigation par aspersion	még/l	<3	>3	□
Chlore :				
Irrigation de surface	még/l	<4	4-10	>10
Irrigation par aspersion	még/l	<3	>3	
Bore	mg/l	<0.7	0.7-3.0	>3.0
Effets divers (affecte les cultures sensibles)				
Azote (NO3-N)	mg/l	<5	5-30	>30
Bicarbonate (HCO3) (pour aspersion sur frondaison)	még/l	<1.5	1.5-8.5	>8.5
pH		Zone normale : 6.5-8.4		

Source: ONID

IV.3.5. Les bonnes pratiques agricoles

Il s'agit en fait de répondre à la question : quelles sont les bonnes pratiques agricoles de la réutilisation des eaux usées épurées à mettre en œuvre pour protéger la nappe de la pollution ?

Deux éléments importants et interactifs méritent d'être pris en considération pour minimiser les risques de toute contamination du sol, de la nappe et des eaux de surface : le degré d'épuration et l'efficacité d'application de l'eau au niveau des parcelles. Pour cela, le bon choix de la méthode d'irrigation et la bonne stratégie de pilotage des apports d'eau s'imposent pour une réutilisation rationnelle.

Choix du système d'irrigation

Etant une pratique particulière, l'irrigation avec les eaux usées traitées exige, en plus des paramètres communs d'une irrigation avec des eaux de nappe, la maîtrise d'autres paramètres liés à la qualité physico-chimique et microbiologique des effluents (micro-organismes pathogènes, éléments toxiques, salinité, matières en suspension, etc.). Ainsi, le choix de la méthode d'irrigation adéquate et adaptée permet de réduire les effets indésirables de l'utilisation des eaux usées épurées pour l'irrigation.

Les techniques d'irrigation représentent à des degrés divers un risque de propagation des agents pathogènes et des polluants vers les ressources en eaux (nappe ou eaux de surface). Ce risque est directement lié aux quantités d'eau nécessaires aux irrigations qui sont-elles mêmes dépendantes des systèmes d'irrigation. En ce qui concerne la pollution de la nappe, on peut globalement hiérarchiser les systèmes d'irrigation selon le degré de risque de contamination croissant comme suite

Irrigation gravitaire >> irrigation par aspersion > irrigation localisée ou micro-irrigation

La micro-irrigation, et en particulier la méthode au goutte à goutte.

Conclusion:

Les eaux usées épurées sont une ressource de valeur qu'il faudrait exploité partout où cela est possible, en prenant les mesures nécessaires pour protéger la santé publique.

Leur réutilisation présente de nombreux avantages ; elle permet de réduire la pollution du milieu nature et d'accroitre la production agricole.

La protection de la santé publique peut être assurée par une série de mesures intégrées, comprenant les différents processus du traitement des eaux usées.

Chapitre V :
Calcul des besoins en
eau des cultures

CHAPITRE V : Calcul des besoins en eau des cultures

V.1 introduction

Dans ce présent chapitre, on se propose de quantifier les besoins en eau des cultures sur la base d'informations conditionnant la conception de notre projet tels que : les conditions climatiques, l'eau disponible, fertilité des sols,

V.2 Choix des cultures à mettre en place de la région d'études

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

- Les conditions climatiques de la région étudiée.
- La qualité et la disponibilité de l'eau d'irrigation.
- L'aptitude culturale des sols, basée sur l'étude pédologique.

V.3 Qualité de l'eau d'irrigation des eaux

Pour donner un aperçu sur la qualité de l'eau traitée par la STEP d'Oran nous avons utilisé les données des analyses réalisées à l'ONID d'Oran ; sur des prélèvements à la sortie de la STEP. L'appréciation de la qualité de l'eau pour l'irrigation nécessite la connaissance du SAR (Sodium-Absorption-Rapport) et la salinité de l'eau , En plus de ces paramètres ,il y'a les paramètres physico-chimiques et microbiologiques, pour qu'une eau usée traitée soit réutilisée en irrigation

- **Le SAR** : La qualité des eaux pour l'irrigation est déterminée par la méthode de Sodium Absorption Ratio (S.A.R.). Cette méthode fait intervenir la salinité et le risque d'alcalinisation des eaux, qui est calculé par la formule suivante :

$$\text{SAR} = \frac{Na}{\sqrt{\frac{Ca + Mg}{2}}} \quad \dots \text{V.1}$$

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

D'autre part, à un SAR donné, le taux d'infiltration augmente avec la conductivité de l'eau donc le SAR et la conductivité devraient être utilisés en combinaison pour évaluer des problèmes potentiels.

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

Tableau V.1 : Résultats des analyses de l'eau de la Step d'Oran

Elément	méq/l
Ca	1,56
Mg	0,89
Na	1,87
Conductivité mmhos/cm	1,91

A.N : On trouve un SAR (méq/l) = 1,69. Et CE=1.91 mmhos/cm

- **Paramètres physico-chimiques :**

pH = 7.91 6-9

MES =30 < 30 mg/l

DBO5 = 25 < 30 mg /l

on peut constater que les valeurs des Paramètres physico-chimiques des eaux épurées par la step restent inférieures aux normes de l'OMS. Selon ces normes, la qualité sanitaire de ces eaux serait alors acceptable dans le cas d'une réutilisation agricole.

- **qualité microbiologique**

Coliformes fécaux = 95 /100ml < 200 /100 ml

on peut constater que les valeurs des paramètres microbiologiques des eaux épurées par la step restent inférieures aux normes(OMS), la qualité sanitaire de ces eaux serait alors acceptable dans le cas d'une réutilisation agricole

V.3.1 Classification des eaux pour l'irrigation :**➤ Classification américaine :**

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

Tableau V.2 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique et de SAR

SAR en Méc/l		(CE) en mmho/cm	
0 – 10	Classe S1 : risque alcalin faible	$\geq 0,25$	C1 : risque faible de salinité
10 – 18	Classe S2 : risque alcalin moyen	$0,25 < CE \leq 0,75$	C2 : risque moyen de salinité
18 – 26	Classe S3 : risque alcalin élevé	$0,75 < CE \leq 2,25$	C3 : risque élevé de salinité
> 26	Classe S4 : risque alcalin très élevé	$CE > 2,25$	C4 : risque très élevé de salinité

La conductivité électrique (CE) est l'un des plus simples et plus importants paramètres pour le contrôle de la qualité des eaux,

Remarque :

Classe S1 : l'eau peut être utilisée sur pratiquement n'importe quel type de sol avec un risque minimal d'accumuler du sodium à un niveau dommageable.

Classe S2 : l'eau présente un danger appréciable d'accumuler du sodium à un niveau dommageable pour les sols ayant une texture fine et une capacité d'échange cationique (CEC) élevée.

Classe S3 : peut produire des niveaux dommageables de sodium dans pratiquement tous les types de sols.

Classe S4 : cette eau est généralement inadéquate pour l'irrigation.

- 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.

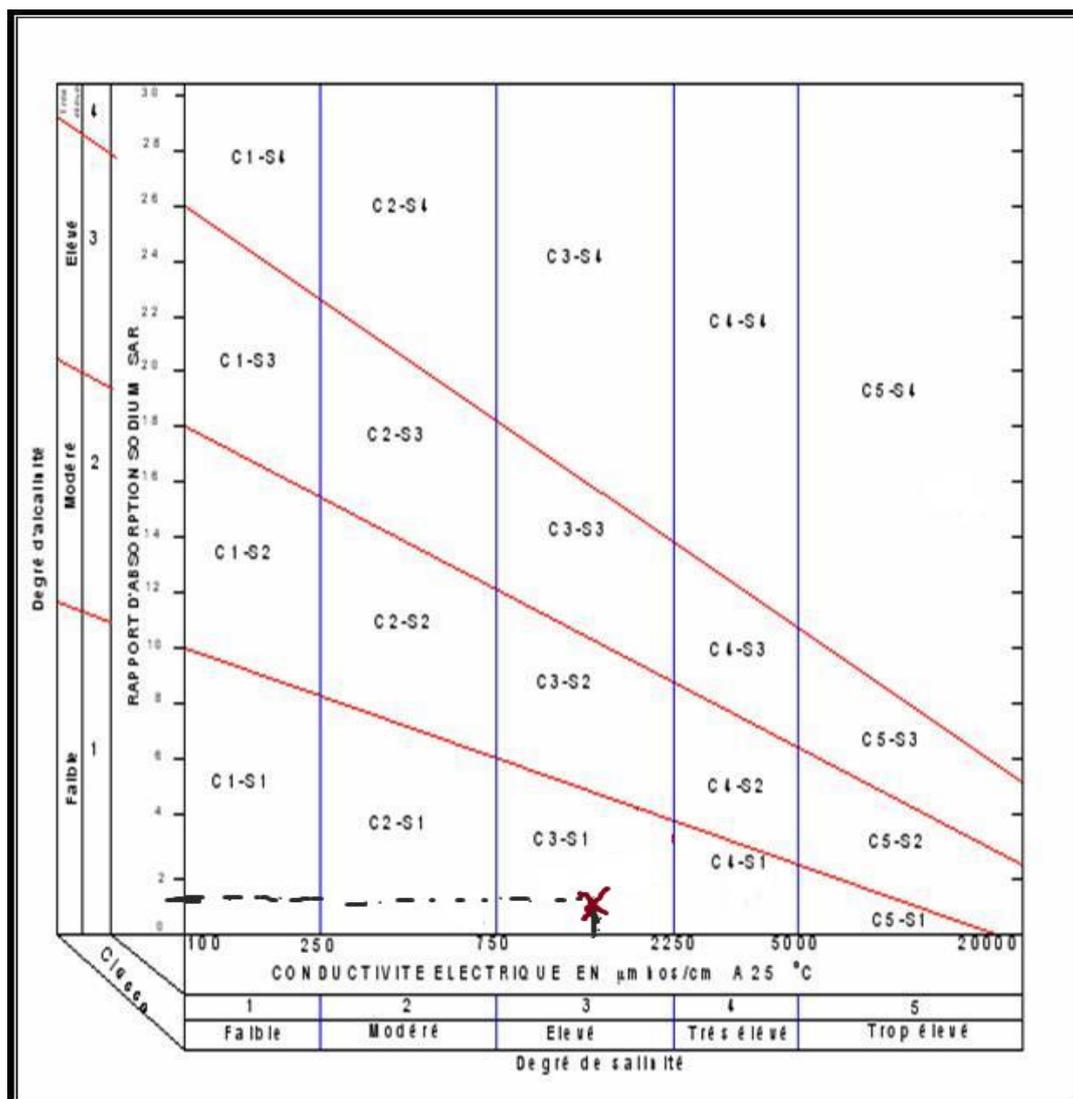


Figure V.1 : Diagramme de classification des eaux d'irrigation d'après l'US Salinity Laboratory Staff (1954).

Selon cette classification l'eau comporte des risques alcalins faibles (S1) et un risque élevé de salinité. Pour déterminer la classe des eaux d'irrigation de notre STEP on se base sur le diagramme de **Riverside**, d'après l'US Salinity Laboratory Staff

Remarque :

D'après ces valeurs moyennes de la conductivité électrique **CE** et le rapport d'absorption du sodium **SAR**, les eaux de la STEP appartiennent à la classe (**C3.S1**) cela implique un risque de salinité. Il ressort que l'eau présente une salinité relativement importante mais peut être utilisée pour l'irrigation avec certaines restrictions pour certaines cultures.

V.4 Calcul de la pluie de projet

Pour estimer le régime d'irrigation, il est impératif de :

- Procéder à l'étude hydrologique et l'année de calcul
- Estimer les besoins en eau du périmètre.

V.4.1. Choix de la station pluviométrique

La station pluviométrique retenue pour l'estimation des précipitations dans le bassin versant a été sélectionnée sur la base de l'emplacement géographique de cette station et la période d'observation de cette dernière.

Notre choix se pose sur la station pluviométrique de SENIA. Cela, étant lié à une série de facteurs tel que:

- Localisation géographique, celle-ci étant très proche au périmètre.
- Les relevés de la station s'étalent sur une période d'observation acceptable (35ans d'observations).
- L'altitude de la station pluviométrique à une valeur proche de l'altitude moyenne de la plaine de M'lita.

Les données météorologiques utilisées dans cette étude ont été fournis par l'ANRH d'Alger.

V.4.2. Répartition de la pluie moyenne annuelle :

La série des précipitations moyennes mensuelles de la station pluviométrique Sénia (1978-2013) est donnée dans le tableau ci-après :

Tableau V.3 : Pluies moyennes mensuelles observées à la station de SENIA

Années	Sep	oct	nov	Dec	janv	fev	mar	avri	mai	juin	juil	aou	annuel
1978	33.1	52.4	21.5	54.3	96.1	11.4	15	30.8	53.6	0.8	0.4	0	369.4
1979	0.1	30.8	68.2	11.4	27.8	8.6	20.1	62.6	26.3	3.6	0	0.4	259.9
1980	8.7	9.7	27.5	140.	34.8	40.9	20.5	35.5	11.7	20.6	0.2	0.3	350.5
1981	1.5	3.7	0.3	54	38	38.1	22	32	12	21	2.6	1.2	226.4
1982	2.1	25.7	12	58	41.6	38.1	29	12	26.5	11.3	2.3	2.7	261.3
1983	1.2	23.2	26.3	34	42	36	32	12.3	22.1	14.2	2.1	3.1	248.5
1984	5.3	31	28	32	45.5	29.5	25.8	16.2	22	8.9	0	1.2	245.4
1985	2.5	22	31.5	33	47.9	32.4	28	1.5	27	6.2	0.2	1.1	233.3
1986	47	13	38.5	33.5	35.5	36.5	1.4	1.5	10.5	0	22.5	6	245.9
1987	32.1	18.7	27.2	23.6	99.4	18.1	8.5	25.4	29.4	6.4	0	0	288.8
1988	21.3	1.5	29.4	2.6	19.5	37.2	97.7	39.7	21.8	15	0	0	285.7
1989	11.8	6.4	7.7	40.9	145.2	0	29.2	149.	9	1.9	0	0	401.9
1990	4.8	18	93.9	32.3	58.9	54.3	146	6.2	30.7	2.3	0.1	5.5	453
1991	5.3	28.2	52.1	41	30.2	17.9	107.	13.4	80	20.2	13.5	0	409.7
1992	0	28.9	20.9	28.7	0.3	74.4	43.5	28.8	18.6	2.3	2.8	0.6	249.8
1993	6.7	42.1	81.9	4.8	41.8	64	5.6	30.3	5.8	0	0	0	283
1994	23.5	40.1	22.7	7.8	14.8	77.1	74	24.1	4.3	12.3	0	9.5	310.2
1995	11.3	7.5	30.7	112.	64.1	77.6	51.1	23.9	7.2	0	0	0.3	386.5
1996	32.3	4.8	9.6	38.3	58.9	4.6	0	61.6	9.4	0.9	0	6.5	226.9
1997	33	28.7	47.9	21.3	27.6	13.1	30.8	23.4	2.6	4.3	0	5	237.7
1998	33	20.7	45.2	69.8	71.3	63	30	0	0	1.3	0.6	0	334.9
1999	13.1	26.3	125.	71.3	62	61	11.2	11.8	35.1	0	0	0	294
2000	13.7	44	107.	17.6	49.1	95.9	0.5	15	28.2	0	0	0	371.3
2001	18.5	23.3	192.	23.7	1.7	3.8	55.1	50.1	31.1	0	0	15.4	415.2
2002	0	11.3	67.8	0.4	84.3	85.4	8.9	22.9	26.8	0.4	0	10.3	318.5
2003	0	18.6	44.9	68.6	22.7	23.5	16.2	61.8	55.6	0	0	0	311.9
2004	3	36	69.8	68.9	12.5	59.5	23.1	6	0	7.6	0	0	286.4
2005	8.7	5.7	67.8	37.4	74.7	61.2	10.8	24.2	14.4	10.5	0	0	315.4
2006	8.9	0	27	105.	27.2	34.1	44.3	76.1	0.8	0	0	0	324
2007	23.9	130.	136.	15.4	3.5	15.5	4.8	2.3	9.8	14.2	0	0	356.4
2008	82.4	83.7	55.3	109.	21.7	28.4	13.6	41.4	6.8	0	0	0.5	443.4
2009	55.6	4.1	14.4	35.7	165.5	51.6	61	29.3	7.5	3.7	0	12.6	441
2010	10.5	48.6	35	15.3	25.3	21.2	14.1	45	39.6	10	0	0.6	265.2
2011	23.3	35	12.7	116	15.1	92	108.	108	1	10.7	0	0	522.1
2012	9.2	76.2	15.6	0	8.8	46.9	125.	159.	22.3	0.3	0	2.4	466.9
2013	11.7	3.1	43.1	32.9	41.4	62	21.5	61	53.2	6.8	3.2	13.5	353.4
Moyenn e	13	60	66	40, 5	44	44.5	24	33. 5	25, 5	3,5	0,5	2,5	329,93

Source : ANRH Alger

D'après les résultats du tableau ci-dessus, on remarque une irrégularité dans la répartition des précipitations et aussi une variabilité mensuelle pour la période 1978- 2013. Ces pluies sont nettement insuffisantes pour les mois de juin, juillet et août, elles sont moyennes durant les mois de printemps et relativement maximales en hiver.

Cette série des pluies annuelles présente des caractéristiques statistiques suivantes :

Tableau V.4: Caractéristiques de la série pluviométrique.

Moyenne mm	329,93
Pmin mm	226.4
Pmax mm	522.1

V.4.3. Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique

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

V.4.3.1. Teste de Wilcoxon

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

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

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

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

Avec :

$$W_x = |Rang|_x$$

W_x : Somme des rangs de sous-séries.

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

$$W_{\max} = [(N_1 + N_2 + 1).N_1 - W_{\min}] \dots\dots\dots V.3$$

Tableau V.5 : test de wilcoxon

<i>Rang</i>	Série d'origine	Série Y(mm)	Série X(mm)	TRI(mm)	X union Y
<i>1</i>	369,4	369,4	283	226,4	Y
<i>2</i>	259,9	259,9	310,2	226,9	X
<i>3</i>	350,5	350,5	386,5	233,3	Y
<i>4</i>	226,4	226,4	226,9	237,7	X
<i>5</i>	261,3	261,3	237,7	245,4	Y
<i>6</i>	248,5	248,5	334,9	245,9	X
<i>7</i>	245,4	245,4	294	248,5	Y
<i>8</i>	233,3	233,3	371,3	249,8	Y
<i>9</i>	245,9	245,9	415,2	259,9	Y
<i>10</i>	288,8	288,8	318,5	261,3	Y
<i>11</i>	285,7	285,7	311,9	265,2	X
<i>12</i>	401,9	401,9	286,4	283	X
<i>13</i>	453	453	315,4	285,7	Y

14	409,7	409,7	324	286,4	X
15	249,8	249,8	356,4	288,8	Y
16	283		443,4	294	Y
17	310,2		441	310,2	X
18	386,5		265,2	311,9	X
19	226,9		522,1	315,4	X
20	237,7		466,9	318,5	X
21	334,9		353,4	324	X
22	294			334,9	X
23	371,3			350,5	Y
24	415,2			353,4	X
25	318,5			356,4	x
26	311,9			369,4	y
27	286,4			371,3	x
28	315,4			386,5	x
29	324			401,9	y
30	356,4			409,7	y
31	443,4			415,2	x
32	441			441	x
33	265,2			443,4	x
34	522,1			453	x
35	466,9			466,9	x
36	353,4			522,1	x

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

$$W_x = 313,65 \quad ; \quad W_{\min} = 215,92 \quad ; \quad W_{\max} = 339,083.$$

$$\text{Donc :} \quad 215,92 < W_x < 339,083$$

Remarque :

La condition de **M^r Wilcoxon** est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelles de la station de **SENIA** est homogène.

V.4.4. Ajustement statistique des pluies

Les données de pluies annuelles sont souvent ajustables à des lois statistiques nombreuses, ceci est dû à la faible variabilité interannuelle pour certaines stations. Dans notre cas, on utilise pour celle qui garantit le meilleur ajustement possible. Les lois d'ajustement les plus communément employées dans le cas de pluies annuelles sont les suivantes :

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

V.4.4.1 . Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement}) \quad \dots\dots \text{V.4}$$

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

Le procédé d'ajustement consiste à :

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

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

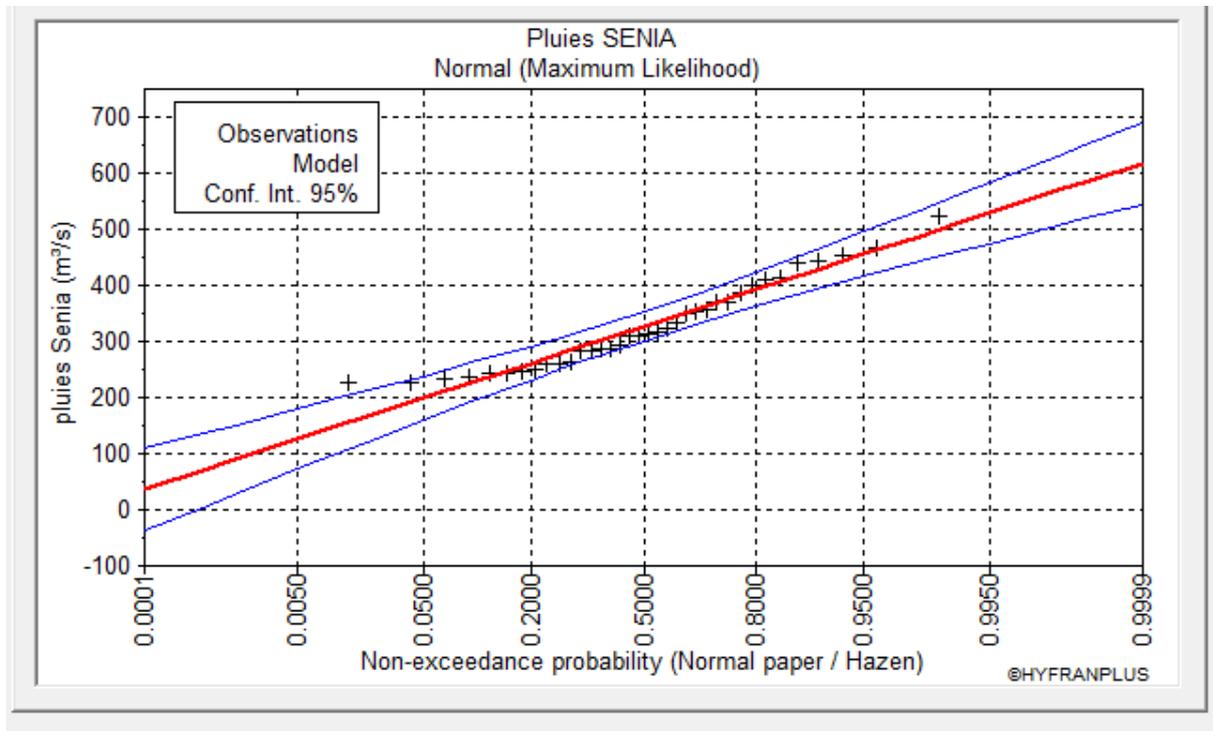


Figure V.2: Ajustement des pluies annuelles à la loi normal.

V.4.4.2. Ajustement à la loi log-Normale :

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de Sénia sont :

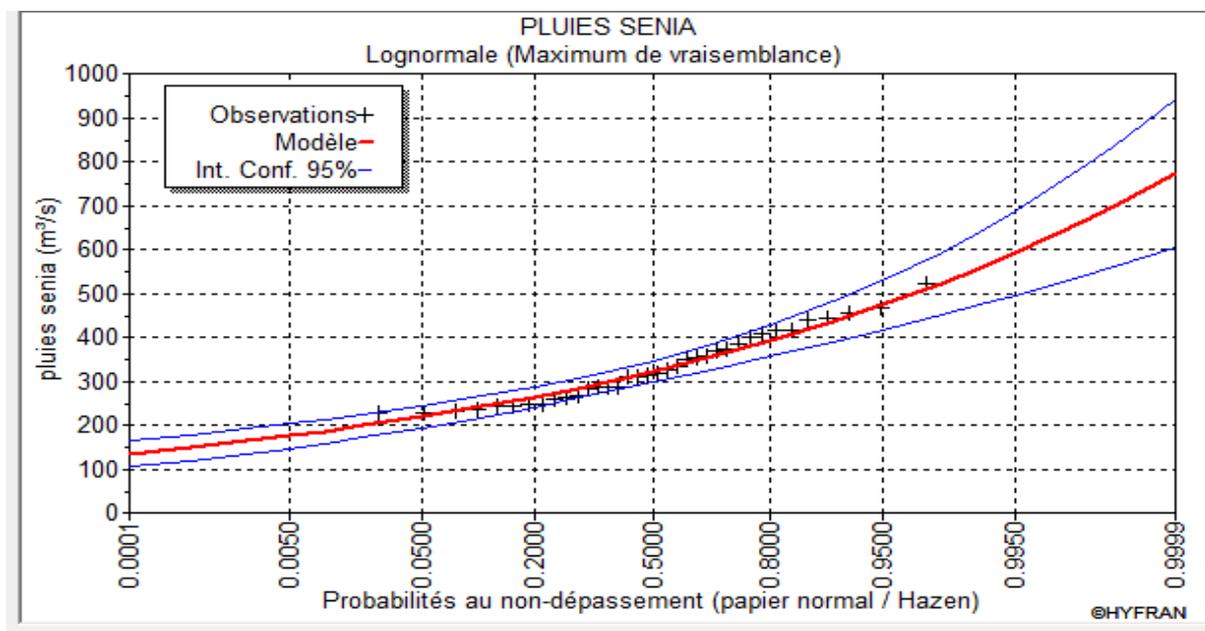


Figure V.3: Ajustement des pluies annuelles à la loi lognormal.

V.4.4.3. Test de validité d'un ajustement :

Après ajustement des données par la loi, Il convient de comparer l'adéquation de cette loi afin d'adopter le meilleur ajustement. Dans notre cas, nous avons utilisé le test de Khi carrée χ^2 . **Touaibia, B., (2004)**

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha=0.05$ si et seulement si :

$$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}} \text{ (voir annexe 1)}$$

Pour les calculs nous avons utilisé le logiciel HYFRAN.

Tableau V.6 : Test de validité des deux ajustements.

Loi normale	Loi log normale
$\chi^2_{\text{calculé}} = 2.61$	$\chi^2_{\text{calculé}} = 2.22$
Degré de liberté $\gamma=5$.	Degré de liberté $\gamma=5$.

V.4.5. Détermination de l'année de calcul

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

Tableau V.7 : Ajustement à la loi de Gauss.

T = 1/q	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)				
	Fréquence	Quantile	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10	0.90	427	17.7	393	462
5	0.80	393	15.2	363	423
2	0.50	327	13.0	302	353
1.25	0.2	261	15.2	232	291

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

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

$$P_{\text{théorique de } 50\%} = 327\text{mm}, \quad \text{et} \quad P_{\text{théorique de } 80\%} = 261\text{mm};$$

Donc :

$$P_{\text{moy } 80\%} = 0.8 \times P_{\text{moy-mensuelle}}.$$

Tableau V.8 : Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche (freq= 80%)

Mois	Jan	Fév	Mars	avri	Mai	Juin	juil	Aou	Sept	Oct	nov	déc.
P_{moy} mm/mois	44	44,5	24	33,5	25, 5	3,5	0, 5	2,5	13	60	66	40,5
P_{moy80%} mm/mois	35,11	35,51	19,16	26,74	20,35	2,79	0,4	2	10,38	47,89	52,7	32,4

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

V.5. Estimation des besoins en eau du périmètre

Afin d'évaluer le volume d'eau nécessaire à l'irrigation du périmètre il est indispensable de quantifier les besoins de chaque culture composant l'assolement. Dans notre cas, le calcul sera fait pour les deux modèles choisis.

Les besoins en eau des cultures, peuvent être définis comme étant la dose apportée aux cultures dans des moments propices, afin de mettre celles-ci dans les meilleures conditions d'humidité requises, pour obtenir son rendement maximal.

Pour déterminer l'évapotranspiration de la culture (ET_c) on utilise l'évapotranspiration de référence (ET_o) d'une culture de référence conduite dans des conditions de référence, de telle sorte que le taux d'évapotranspiration (mm/j) représente les conditions climatiques locales.

V.5.2.L'évapotranspiration de référence (ET_o) :

La formule de Penman est une des méthodes les plus fiables d'estimation de l'ETP sous tous les climats. Son seul inconvénient est qu'elle nécessite un nombre important d'informations climatiques, rarement toutes disponibles sur une même station.

➤ La Formule de PENMAN et MONTHEIT modifiée

Elle est détaillée comme suit :

$$ETO = \frac{0,408 \Delta (Rn - G) + \gamma \frac{Cste}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma (1 + 0,34 u_2)} \quad \dots\dots\dots V.5$$

Avec :

- **ET₀** : évapotranspiration de référence [mm jour⁻¹],
- **R_n** : rayonnement net à la surface de la culture [MJ m⁻² jour⁻¹],
- **G** : densité de flux de chaleur dans le sol [MJ m⁻² jour⁻¹],
- **T** : température journalière moyenne de l'air à une hauteur de 2 m [°C]
- **u₂** : vitesse du vent à une hauteur de 2 m [m s⁻¹],
- **e_s** : pression de vapeur saturante [kPa],
- **e_a** : pression de vapeur réelle [kPa],
- **e_s-e_a** : déficit de pression de vapeur saturante [kPa],
- **D** : pente de la courbe de pression de vapeur saturante [kPa °C⁻¹],
- **g** : constante psychrométrique [kPa °C⁻¹].

Pour l'exécution des calculs, nous avons appliqué le logiciel **CROPWAT (version 8)**, où nous avons introduit les données mensuelles de la station météorologique d'Ain El Bey :

- **Température** : Les températures minimales et maximales mensuelles.
- **Humidité de l'air** : l'humidité relative de l'air exprimée en pourcentage (%).
- **Insolation journalière** : donnée en heures d'insolation.
- **Vitesse de vent** : La vitesse du vent peut être introduite en km/jour.

Les résultats de l'évapotranspiration de référence ET₀ calculés à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0 sont récapitulés dans le tableau qui suit.

Figure V.4: Evapotranspiration de référence (ET₀) de la zone d'étude à l'aide de CROPWAT 8.0

Mois	Temp Min °C	Temp Max °C	Humidité %	Vent m/s	Insolation heures	Ray. MJ/m ² /jour	ET ₀ mm/jour
Janvier	5.6	17.2	71	7.2	6.2	10.2	2.67
Février	6.6	18.0	70	4.6	7.3	13.5	2.69
Mars	8.6	20.8	70	5.0	7.9	17.2	3.54
Avril	10.3	22.1	65	5.0	9.2	21.7	4.52
Mai	14.2	24.5	65	4.8	9.7	24.0	5.24
Juin	16.2	26.0	64	4.8	10.7	25.9	5.83
Juillet	20.0	28.5	64	4.5	10.7	25.5	6.22
Août	19.3	32.0	63	4.3	10.0	23.3	6.45
Septembre	17.7	29.0	65	4.2	8.9	19.3	5.24
Octobre	14.5	23.6	68	4.0	7.2	14.2	3.58
Novembre	10.3	20.3	71	4.3	6.3	10.7	2.64
Décembre	7.0	17.9	73	4.4	5.9	9.2	2.13
Moyenne	12.5	23.3	67	4.8	8.3	17.9	4.23

V.5.3. Calcul de l'évapotranspiration maximale (ETM)

Pour estimer l'évapotranspiration maximale (ETM) à partir de l'évapotranspiration de référence (ET₀), souvent appelée ETP, on utilise les coefficients culturaux (K_c), dépendant du type de la culture et de son stade de développement et des conditions climatiques qui y règnent.

L'évapotranspiration maximale (ETM) est mesurée expérimentalement et comparée à une évapotranspiration de référence (ET₀) d'où l'on tire :

$$K_c = ETM / ET_0 \quad \dots\dots\dots V.6$$

V.6. Besoins en eau d'irrigation :

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

V.6.1. Calcul des besoins en eau d'irrigation des cultures

$$B = ETM - (P_{\text{eff}} + K \cdot RFU_{i-1}) \quad \dots\dots\dots V.7$$

Avec :

- **K** : coefficient qui dépend des conditions climatologiques
- **B**: besoin en eau d'irrigation (mm).
- **ETM** : évapotranspiration (mm/mois).
- **P_{eff}** : pluie efficace
- **RFU_{i-1}** : c'est la réserve facilement utilisable par les cultures, dans cette approche elle exprime l'humidité du sol du mois précédent accessible aux cultures. Le calcul de la RFU se fait comme suit :

$$RFU = Y (H_{cc} - H_{pf}) \cdot Da \cdot Z \quad \dots\dots\dots V.11$$

- **Y** : degré de tarissement.
- **Da** : densité apparente (1.35).
- **Z** : profondeur d'enracinement mm.
- **H_{cc}** : humidité à la capacité au champ, dans notre cas. On prend (35%)
- **H_{pf}** : humidité au point de flétrissement, dans notre cas. On prend(19%)
- **P_{eff}** : pluie efficace.

➔ L'irrigation est faite lorsque **B** (bilan hydrique) > 0

V.6.2. La pluie efficace :

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

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

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

Avec : **A** : coefficient estimé à 0.8

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

Tableau V.9 : Précipitation efficace dans la zone d'étude.

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Août
P (mm)	10,4	48	52,8	32,4	35,2	35,6	19,2	26,8	20,4	2,8	0,4	2
P_{eff} (mm)	8.32	38.4	42.24	25.92	28.16	28.48	15.36	21.44	16.32	2.24	0.32	1.6

V. 7. Calcul des besoins en eau des cultures

Les besoins en eau sont calculés comme suit :

Tableau V.10 : Calcul des besoins en eau Du Sorgho

Sorgho								
Mois	P_{eff} (mm)	ETP (mm/mois)	KC	ETM	Z (m)	RFU_ THEO	RFU_REEL	B(mm)
Septembre	8,32	157,2	0	0	0	0	0	0
Octobre	38,4	111	0	0	0	0	0	0
Novembre	42,24	79,2	0	0	0	0	0	0
Décembre	25,92	66,03	0	0	0	0	0	0
Janvier	28,16	82,77	0	0	0	0	0	0
Février	28,48	75,32	0	0	0	0	0	0
Mars	15,36	109,74	0,5	54,87	1,2	171,072	0	39,51
Avril	21,44	135,6	0,75	101,7	1,2	171,072	0	80,26

Mai	16,32	162,44	1,1	178,684	1,2	171,072	0	162,364
Juin	2,24	174,9	1,1	192,39	1,2	171,072	0	190,15
Juillet	0,32	192,82	1	192,82	1,2	171,072	0	192,5
Août	1,6	199,95	0	0		0	0	0

Tableau V.11: Calcul des besoins en eau du pommier.

POMMIER								
Mois	Peff	ETP	KC	ETM	Z(mm)	RFU_	RFU_REEL	B(mm)
	(mm)	(mm/mois)				THEO		
Septembre	8,32	157,2	0,7	110,04	1200	171,072	0	101,72
Octobre	38,4	111	0,7	77,7	1200	171,072	0	39,3
Novembre	42,24	79,2	0,7	55,44	1200	171,072	57	-43,8
Décembre	25,92	66,03	0,7	46,221	1200	171,072	0	20,301
Janvier	28,16	82,77	0,7	57,939	1200	171,072	0	29,779
Février	28,48	75,32	0,7	52,724	1200	171,072	0	24,244
Mars	15,36	109,74	0,8	87,792	1200	171,072	0	72,432
Avril	21,44	135,6	0,85	115,26	1200	171,072	0	93,82
Mai	16,32	162,44	0,85	138,074	1200	171,072	0	121,754
Juin	2,24	174,9	0,7	122,43	1200	171,072	0	120,19
Juillet	0,32	192,82	0,7	134,974	1200	171,072	0	134,654
Août	1,6	199,95	0,7	139,965	1200	171,072	0	138,365

Tableau V.12 : Calcul des besoins en eau de l'olivier

Olivier								
Mois	Peff	ETP	KC	ETM	Z(mm)	RFU_	RFU_REEL	B(mm)
	(mm)	(mm/mois)				THEO		
Septembre	8,32	157,2	0,85	133,62	1200	171	0	125,3
Octobre	38,4	111	0,85	94,35	1200	171	57	-1,05
Novembre	42,24	79,2	0,75	59,4	1200	171	57	-39,84
Décembre	25,92	66,03	0,65	42,9195	1200	171	0	16,9995

Janvier	28,16	82,77	0,65	53,8005	1200	171	0	25,6405
Février	28,48	75,32	0,65	48,958	1200	171	0	20,478
Mars	15,36	109,74	0,65	71,331	1200	171	0	55,971
Avril	21,44	135,6	0,65	88,14	1200	171	0	66,7
Mai	16,32	162,44	0,65	105,586	1200	171	0	89,266
Juin	2,24	174,9	0,8	139,92	1200	171	0	137,68
Juillet	0,32	192,82	0,85	163,897	1200	171	0	163,577
Août	1,6	199,95	0,85	169,9575	1200	171	0	168,3575

Tableau V.13 : Calcul des besoins en eau du pécher.

Pécher								
Mois	Peff	ETP	KC	ETM	Z(mm)	RFU_	RFU_REEL	B(mm)
	(mm)	(mm/mois)				THEO		
Septembre	8,32	157,2	0,55	86,46	1200	171	0	78,14
Octobre	38,4	111	0,55	61,05	1200	171	0	22,65
Novembre	42,24	79,2	0,55	43,56	1200	171	0	1,32
Décembre	25,92	66,03	0,75	49,5225	1200	171	0	23,6025
Janvier	28,16	82,77	0,75	62,0775	1200	171	0	33,9175
Février	28,48	75,32	0,75	56,49	1200	171	0	28,01
Mars	15,36	109,74	0,75	82,305	1200	171	0	66,945
Avril	21,44	135,6	0,55	74,58	1200	171	0	53,14
Mai	16,32	162,44	0,55	89,342	1200	171	0	73,022
Juin	2,24	174,9	0,55	96,195	1200	171	0	93,955
Juillet	0,32	192,82	0,55	106,051	1200	171	0	105,731
Août	1,6	199,95	0,55	109,9725	1200	171	0	108,3725

Tableau V.14 : Calcul des besoins en eau de l'orge

Orge								
Mois	Peff	ETP	KC	ETM	Z	RFU_	RFU_REEL	B(mm)

	(mm)	(mm/mois)			(m)	THEO		
Septembre	8,32	157,2	0	0	0	0	0	-8,32
Octobre	38,4	111	0	0	0	0	0	-38,4
Novembre	42,24	79,2	0	0	0,3	42,75	0	-42,24
Décembre	25,92	66,03	0,7	46,221	0,5	71,25		20,301
Janvier	28,16	82,77	0,85	70,3545	0,5	71,25	23,75	18,4445
Février	28,48	75,32	0,95	71,554	0,6	85,5	0	43,074
Mars	15,36	109,74	1	109,74	0,6	85,5	0	94,38
Avril	21,44	135,6	1,05	142,38	0,6	85,5	0	120,94
Mai	16,32	162,44	1,05	170,562	0,7	99,75	0	154,242
Juin	2,24	174,9	0,6	104,94	0	0	0	102,7
Juillet	0,32	192,82	0	0	0	0	0	-0,32
Août	1,6	199,95	0	0	0	0	0	-1,6

Tableau V.15 : Calcul des besoins en eau du Maïs

Mais								
Mois	Peff	ETP	KC	ETM	Z	RFU_	RFU_REEL	B(mm)
	(mm)	(mm/mois)			(m)	THEO		
Septembre	8,32	157,2	0	0	0	0	0	-8,32
Octobre	38,4	111	0	0	0	0	0	-38,4
Novembre	42,24	79,2	0	0	0	0	0	-42,24
Décembre	25,92	66,03	0	0	0	0	0	-25,92
Janvier	28,16	82,77	0	0	0	0	0	-28,16
Février	28,48	75,32	0	0	0	0	0	-28,48
Mars	15,36	109,74	0,7	76,818	0	0	0	61,458
Avril	21,44	135,6	0,85	115,26	0,2	28,5	0	93,82
Mai	16,32	162,44	1,2	194,928	0,3	42,75	0	178,608
Juin	2,24	174,9	1,2	209,88	0,4	57	0	207,64
Juillet	0,32	192,82	1,2	231,384	0,5	71,25	0	231,064
Août	1,6	199,95	1	199,95	0	0	0	198,35

Tableau V .16: Récapitulatif des besoins nets en eau d'irrigation (mm /mois)

Mois	sorgho	pommier	olivier	pécher	orge	maïs	somme B(mm)
Septembre	0	101,72	125,3	78,14	0	0	305,16
Octobre	0	39,3	0	22,65	0	0	61,95
Novembre	0	0	0	1,32	0	0	1,32
Décembre	0	20,301	16,9995	23,6025	20,301	0	81,204
Janvier	0	29,779	25,6405	33,9175	18,4445	0	107,7815
Février	0	24,244	20,478	28,01	43,074	0	115,806
Mars	39,51	72,432	55,971	66,945	94,38	61,458	390,696
Avril	80,26	93,82	66,7	53,14	120,94	93,82	508,68
Mai	162,364	121,754	89,266	73,022	154,242	178,608	779,256
Juin	190,15	120,19	137,68	93,955	102,7	207,64	852,315
Juillet	192,5	134,654	163,577	105,731	0	231,064	827,526
Août	0	138,36	168,3575	108,3725	0	198,35	613,44

V.7.1 Calcul du débit spécifique

Les débits spécifiques sont définis d'après les besoins en eau de chaque culture évaluée précédemment à partir de la répartition culturale. La dose d'arrosage de la consommation de pointe est donnée sous forme de débit permanent fourni 24 heures sur 31 jours d'assurer les besoins de la consommation mensuelle.

$$qs = \frac{B_{net} * 10 * 1000}{N_j * N_i * 3600 * E_i} \text{ l/s/ha} \quad \dots\dots\dots V.8$$

- **Bnet** : besoin net du mois de pointe en mm/mois.
- **Ni** : nombre des heures d'irrigation=24h
- **Nj** : nombre de jours du mois de pointe =30 jours
- **Ei** : Efficience d'irrigation

D'où les besoins de pointe correspondent au mois de JUIN, soient donc **852.315mm**

- Si $qs \leq 1.5$ l/s/ha la valeur du débit spécifique est acceptable, Sinon on prend la valeur du débit spécifique de la culture la plus exigeante du modèle du mois de pointe.

$$Q_{sp} = 4.38 \text{ (l/s /ha)}$$

- Ce débit est important, ce qui risque d'aboutir à un surdimensionnement du réseau.
- Pour y remédier, on choisit : dans notre cas, celui du MAIS, il est égal à :

$$Q_{sp} = 1.19 \text{ (l/s /ha)}$$

V.6.2 Calcul du Débit caractéristique :

$$Q_{car} = q_{sp} * \text{surface}$$

- Surface totale = **2030ha**.
- Alors notre débit de consommation est : Q caractéristique = **2415.7 l/s**.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons exposé les besoins en eau de notre périmètre. Le choix des cultures s'est fait sur une base tenant compte des facteurs climatologiques. Après le choix des cultures, nous avons estimé les volumes d'eau à apporter par l'irrigation au cours de la période de la croissance pour assurer aux plantes un approvisionnement hydrique adéquat et continu.

Chapitre VI :
Etude du système
d'adduction

La plaine de M'lita est d'une superficie de 8.100 ha, il a été convenu d'aménager cette plaine par deux tranches:

- Une 1ère tranche s'étalant sur environ 5.000 ha
- Une 2ème tranche comportant les 3100 ha restants.

Notre périmètre est situé dans la tranche N° 01.

Le principe du schéma retenu dans notre projet est, le schéma d'aménagement par lequel on va irriguer la totalité de la surface de notre périmètre.

Le système d'adduction est détaillé comme suit :

A)-LA STATION DE POMPAGE SP1 :

Cette station reprend les eaux usées traitées de la STEP et les restituent vers le site1 de lagunage-stockage, avec un débit 3125l/s et alimenté gravitairement à partir de la STEP

B)- le site de lagunage-stockage (site 1) : cote 134.30 mNGA

Toute l'eau distribuée passe par le lagunage puis par le stockage. Ce site jouera également le rôle d'interface de contrôle de la qualité des eaux en provenance de la STEP. Equipé d'une station de pompage SPB de 3000l/s qui refoule vers la SMH.

C)- la station de surpression SMH : Cote 140.2 mNGA

à partir de SPB ; les eaux vont être refoulées jusqu'à la station de surpression SMH sur une longueur de 12448 m ,SMH est divisé en 2 compartiments chaque compartiment refoule vers un Bassin d'accumulation. refoule 2537 l/s vers RM1

D)-le Bassin d'accumulation RM1 : notre secteur moyen qui est d'une superficie équipée de 2030ha, desservi gravitairement à partir du bassin d'accumulation moyen RM1 calé à la cote 192.4 m NGA. Le bassin sera alimenté à partir de la station de surpression SMH par une conduite de refoulement d'une 2927m de longueur.

Le graphique illustre schématiquement les différentes interconnexions entre les infrastructures de chaque tranche

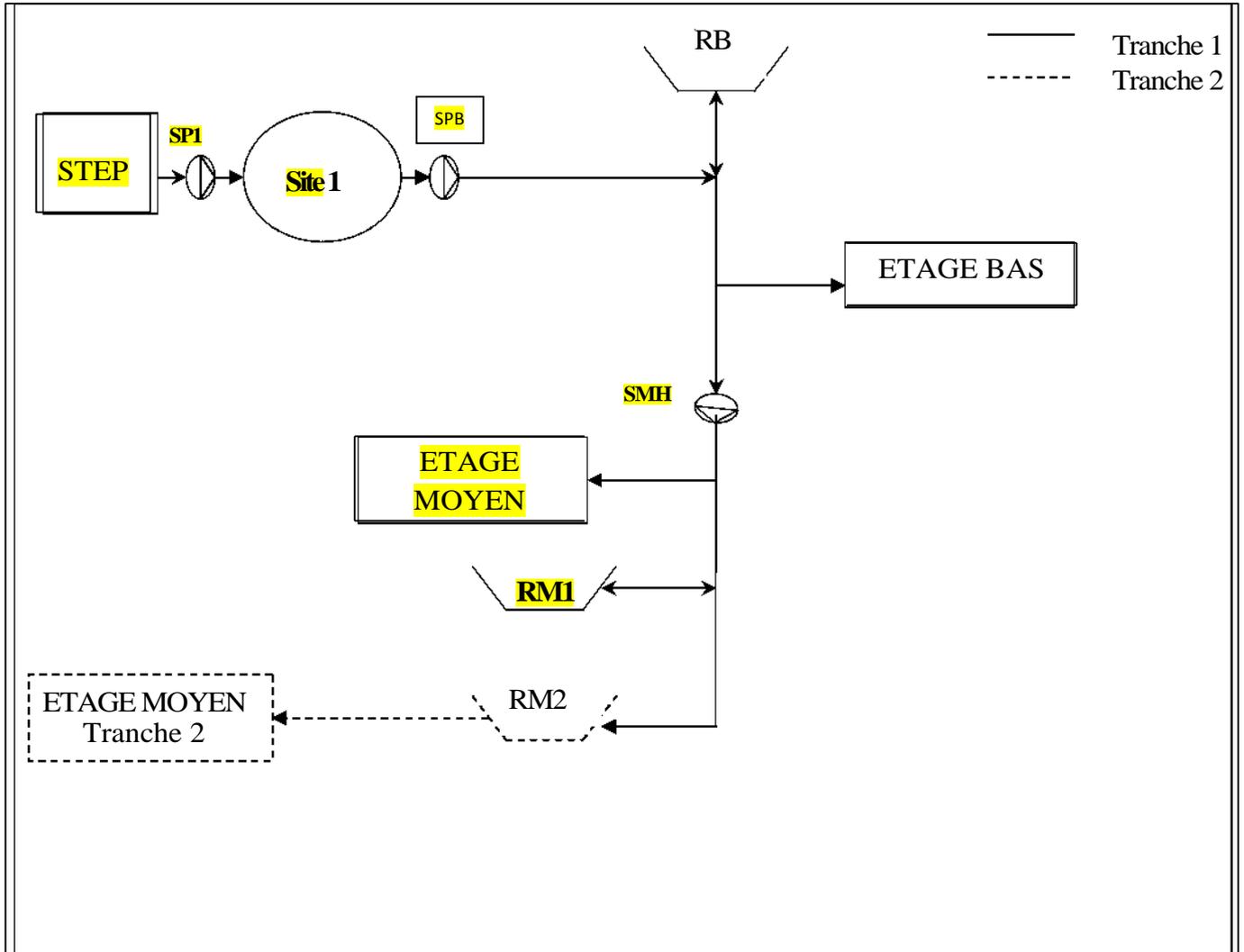


Figure VI. 2: différentes interconnexions entre les infrastructures de chaque tranche.

VI.2. BASSIN D'ACCUMULATION RM1

Ce réservoir dominant la première tranche de l'étage Moyen implanté à la cote 192,4m NGA , sera alimenté par pompage à partir de la station SMH (compartiment 1^{ère} tranche) implanté à

la cote 140,2 m NGA

VI.2.1 Capacité du bassin d'accumulation :

Le volume du bassin se calcul d'après la relation suivante :

$$V = Q_c \times T_{nf}$$

Tel que :

- ✓ V_{st} : volume du bassin d'accumulation en m³.
- ✓ Q_c : débit de pointe en m³/s
- ✓ T_{nf} : temps de non fonctionnement

Dans notre cas le débit de point en tête du périmètre est de 8697 m³/h. pour combler le déficit de pointe.

Notre bassin sera dimensionné pour une durée de non fonctionnement de 2 heures. Son volume est de :

$$V_{st} = 8697 \times 2 = \mathbf{17394 \text{ m}^3}$$

Les principales caractéristiques dimensionnelles du bassin existant sont :

- Dimension au fond : 46 m x 46 m
- Pente du talus interne : 2/1
- Dimension en crête : 69 m x 69 m
- Hauteur totale : 5 m
- cote radier : 192,40 m NGA
- cote PHE exceptionnelle : 197,4 m NGA
- Volume total PHE Normale : 18.030m³
- Volume tranche morte (30 cm) : 630 m³
- Volume net de stockage : 17.400 m³

Ce volume suffira largement car on va irriguer par sectorisation par des vannes de sectionnement.



Figure VI-3 : Bassin d'accumulation moyen RM1

VI.2.2. OUVRAGES ANNEXES

Le réservoir sera doté d'ouvrages annexes nécessaires à l'exploitation soit :

- un ouvrage de prise et de vidange avec un ouvrage de commande associé
- un ouvrage de trop plein avec un ouvrage de rejet associé
- une rampe d'accès pour engins en cas de nettoyage

VI.3. Etude de système de pompage :

On appelle une pompe toute machine qui permet d'élever un fluide d'un point bas vers un point haut, cette partie a pour but , l'étude et le choix de la pompe adaptée à l'usage de notre projet et qui permet d'assurer le débit et la hauteur manométrique totale demandés.

VI.3.1. Les pompes :

➤ Les turbopompes :

Les pompes axiales, à écoulement radial ; les pompes semi axiales

➤ Les pompes à écoulement radial :

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

➤ Les pompes axiales:

Ce sont les pompes hélices où les pales sont constituées par des surfaces gauches. Ces pompes

conviennent pour relever de forts débits sur de faibles hauteurs.

➤ **Les pompes semi axiales:**

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

IV.3.2. Calculs hydrauliques du système d'adduction :

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

- ✓ niveau de la station SMH140,2m
- ✓ niveau maximal d'eau dans le bassin RM1192,4m
- ✓ niveau minimal d'eau dans le bassin RM1197,4m

VI.3.3. Détermination de la hauteur d'élévation calculée :

La hauteur d'élévation se calcule comme suivant :

$$H_{cal} = \sum hp(\text{ref}) + \sum hp(\text{asp}) + H_g + P_{exh}$$

Avec :

- ✓ H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- ✓ $hp(\text{asp})$: Pertes de charges à l'aspiration (m) ;
- ✓ $hp(\text{ref})$: Pertes de charges au refoulement (m) ;
- ✓ P_{exh} : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur),

$$P_{exh} = (1,0 \div 1,5) \text{ m} ;$$

On prend $P_{exh} = 1 \text{ m}$.

VI.3.3.1. Hauteur manométrique totale:

La hauteur manométrique est donnée par la formule:

$$HMT = H_g + \Delta hp$$

Avec :

HMT : Hauteur Manométrique Totale en(m).

H_g : Hauteur géométrique en (m).

$$H_g = h_a - h_r$$

h_a : hauteur d'aspiration

h_r : cote du réservoir

On a :

- ✓ Nmoy= 140.2 m
- ✓ hr : cote du réservoir = 197.2m
- ✓ le débit caractéristique :QC=2416 l/s.

donc : Le débit à refouler :

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

$$Q_{rf} = 1.05 \cdot Q_c = 2537 \text{ l/s} = 2.537 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 192.4 - 140.2 = 52.2 \text{ m.}$$

VI.3.3.2. Calcul des pertes de charge totales :

a) pertes de charge linéaires:

- 1 Les pertes de charge sont calculées par la formule de Darcy-Weisbach
Comme suit :

$$\Delta_p^{lin} = \frac{\lambda \cdot L \cdot V^2}{2g \cdot D}$$

Avec :

- ✓ L : longueur du tronçon en (m).
- ✓ V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- ✓ Δ_p^{lin} : Pertes de charge linéaires en (m)
- ✓ I : gradient hydraulique en (m/m)
- ✓ Le coefficient λ est obtenu par la Formule de Nikuradzé :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D})^{-2}$$

Rugosité absolue pour la fonte = 0.003 mm

b) Pertes de charge singulières :

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

$$\Delta H_s = 0.1 \cdot \Delta H_l ;$$

Les résultats des pertes de charge sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 : Calcul de la HMT pour divers diamètres de la conduite

D	L	Debit	Vitesse	Re	λ	ΔHl	ΔHt	Hg	Hmt
(mm)	(m)	(l/s)	(m/s)			(m)	(m)	(m)	(m)
1000	2927	2537	3,23	3230000	0,00686	10,7	11,77	52,2	63,97
1200	2927	2537	2,24	2688000	0,00668	3,47	3,817	52,2	56,017
1250	2927	2537	2,07	2587500	0,00664	2,7	2,97	52,2	55,17
1400	2927	2537	1,65	2310000	0,00654	1,36	1,496	52,2	53,696
1500	2927	2537	1,44	2160000	0,00648	0,9	0,99	52,2	53,19
1600	2927	2537	1,26	2016000	0,00642	0,6	0,66	52,2	52,86

VI .3.3.3 Calcul du diamètre économique :

Pour dimensionner la conduite de refoulement, on applique la formule de Bonin pour une première approximation :

$$D = \sqrt{Q}$$

Avec : **D** : Diamètre intérieur de la conduite en m

Q : Débit véhiculé par la conduite en

m³/s Donc on a : $D = \sqrt{2,416}$

$$D = 1,554 \text{ m} = 1554 \text{ mm}$$

Ce diamètre est approximatif on doit établir une analyse technico-économique pour le choix du diamètre optimale de la conduite de refoulement. Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, une étude technico-économique s'avère donc indispensable.

➤ Puissance absorbée par la pompe:

C'est la puissance fournie la pompe, définie comme suit :

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

- ✓ η : rendement de la pompe en (%) ($\eta = 80\%$) ;
- ✓ Q : débit refoulé par la pompe en (m³ /s) ;
- ✓ g : pesanteur (9.81 m/s²) ;
- ✓ ρ : masse volumique de l'eau (kg/ m³).

➤ Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh] ;}$$

Avec :

- ✓ t : c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t = 22h.
- ✓ P : puissance de la pompe en (kW).

➤ **Frais d'exploitation Les frais d'exploitation**

sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]}$$

Avec :

E : énergie consommée par la pompe en (Kw H) ;

✓ e : prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ (e=4,69DA).

➤ **Frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit :

$$F_{am} = Prc * A \text{ [DA]}$$

Avec :

✓ Prc: prix de la conduite en (DA)

✓ A : Amortissement annuel.

Il est donné par la formule suivante :

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

✓ i : Taux d'annuité annuel, i = 8 % ;

✓ n : nombre d'années d'amortissement, n = 29ans.

$$A = 0.0896$$

$$A=9$$

A) Calcul des frais d'exploitations:

Tableau VI-2: Calcul des dépenses énergétiques annuelles en fonction des diamètres.

Diameter	Q	Hmt	Puissance	E	Prix du Kwh	F exploitation
(mm)	(m3/h)	(m)	(KW)	KWh annuels	(DA)	(DA)
1000	9133	62,38	1940,59696	15582993,62	4,69	74 947
1200	9133	54,32	1689,85616	13569544,94	4,69	65 629
1250	9133	53,62	1668,07966	13394679,67	4,69	64 637
1400	9133	52,28	1626,39322	13059937,59	4,69	62 910
1500	9133	51,78	1610,83858	12935033,82	4,69	62 317
1600	9133	53,26	1656,88032	13304748,96	4,69	61 930 633,72

B) Calcul du prix de revient:**Tableau VI .3 :** Calcul du prix de revient des diamètres de la conduite

D (mm)	Prix ML(TTC)	prix de pose	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	FAmort (DA)
1000	3 150,00	350	2 927,00	10 244 500,00	0,09	922 005,00
1200	3 650,00	400	2 927,00	11 854 350,00	0,09	1 066 891,50
1250	4 461,00	420	2 927,00	14 286 687,00	0,09	1 285 801,83
1400	6 094,00	500	2 927,00	19 300 638,00	0,09	1 737 057,42
1500	7 745,00	600	2 927,00	24 425 815,00	0,09	2 198 323,35
1600	9 000,00	700	2 927,00	28 391 900,00	0,09	2 555 271,00

C)Choix de diamètre**Tableau VI.4 :** Bilan technico-économique des diamètres choisis

D (mm)	F Amort (DA)	F exploitation (DA)	Bilan (DA)
1000	922005	74947079,8	75869084,8
1200	1066891,5	65629366,4	66696257,9
1250	1285801,83	64637023,5	65922825,3
1400	1737057,42	62910089,1	64647146,5
1500	2198323,35	62317260,8	64515584,2
1600	2555271	61930633,7	64485904,7

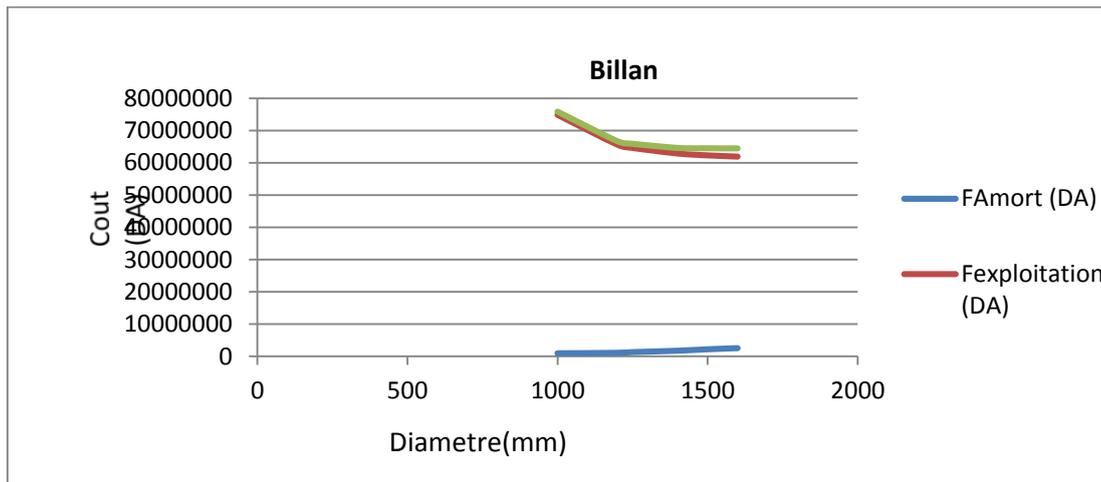


Figure VI.4 : Résultats de l'étude technico-économique.

D'après le graphe du bilan, on remarque que le diamètre économique est de **1600 mm** correspond à une HMT de l'ordre de **53 m**

Tableau VI.5 : Caractéristiques hydrauliques de la conduite de refoulement

D (mm)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	HMT(m)
1600	1.26	2.537	53

VI. 3.3.4 Choix des pompes et nombre de pompes

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

- Nombre de pompes minimal
- Meilleur rendement
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale
- Nombre d'étage minimal
- Puissance absorbée minimale

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

- Le débit d'équipement qui est de 2537 l/s ;
- La hauteur manométrique totale nécessaire à l'adduction elle est de 53 m ;

➤ La conduite de refoulement a un linéaire de 2927m.

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

Le tableau VI. 6 Englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau VI.6. : Caractéristiques des pompes disponibles

N°	nombre de pompes	Q(l/s)	HMT(m)	Type de Pompe	h%	N(tr/mn)	Pabst(Kw)	NPSH(m)	Ø(mm)
1	8	328	52.9	P18C/14-18/55/3B14-18/55	77.7	1450	219	7.67	250
2	9	282	53	P18C/14-18/55/2A14-18/55	83.6	1450	164	5.85	250
3	10	254	53	P18C/14-18/55/2A14-18/55	82.9	1450	164	5.12	250
4	11	231	53	P18C/14-18/55/2B14-18/55	81	1450	153	4.73	250

Après la comparaison entre les caractéristiques des différents nombre de pompe, et pour des raisons technico-économiques, on a choisi la variante de 9 pompes identiques (+3 pompes de secours) a axe vertical , qui portent les caractéristiques suivantes :

1. Rendement 83.6 %
2. Puissance absorbée 164 Kw
3. NPSHr minimal 5.85

La courbe caractéristique de la pompe est comme suit :

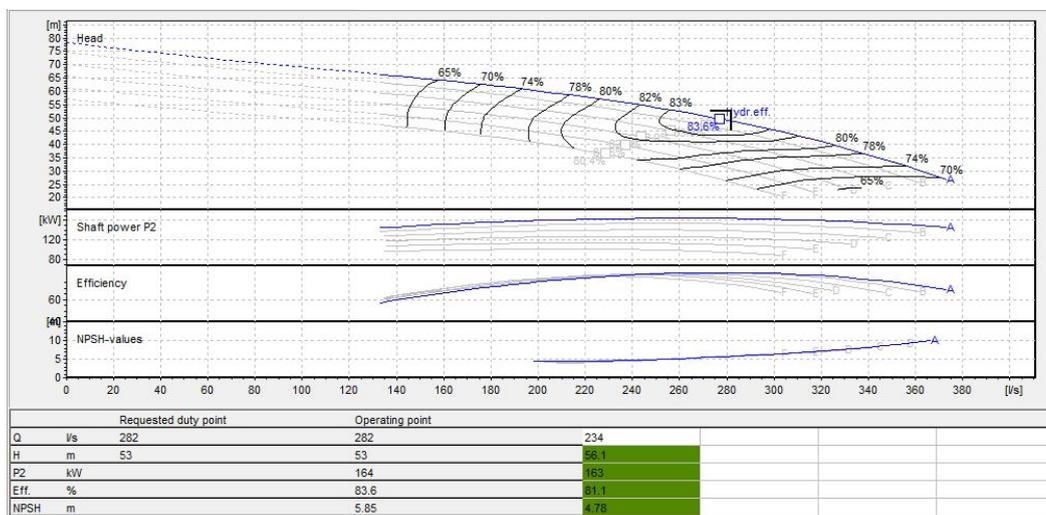


Figure VI. 5 : Courbe caractéristique de la pompe.

❖ Pompe :

Les pompes seront du type centrifuge, multicellulaire, à axe verticale ;Chaque moteur sera de puissance nominale d'environ 170 KW

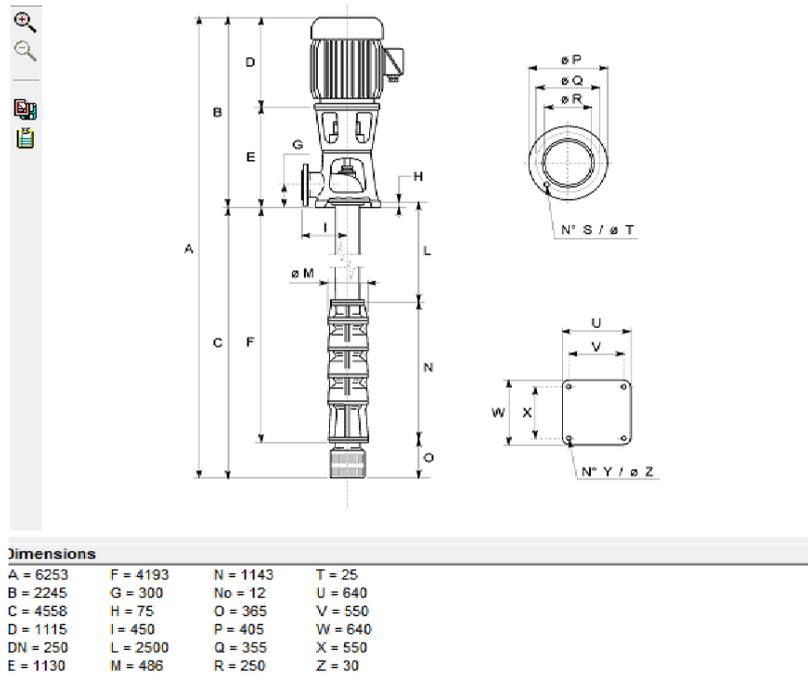


Figure VII-6 : Délais de la pompe choisie

VI.3.3.5 .Dimensionnement du Bâtiment de la station:

VI.3 .3.5.1.Hauteur du bâtiment :

Elle est calculée comme suit :

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

Où :

$$H_5 = H_p + H_{rf} + H_r$$

H_p : hauteur de la pompe, $H_p = 2.292m$;

H_{rf} : hauteur à la sortie de la pompe, $H_{rf} = 0,5 m$

Hr : hauteur de réserve Hr = 0,5m ;

A.N :

$$H5 = 2.292 + 0,5 + 0,5,$$

d'où : H5 = 3.292m

H6 : hauteur réservée à l'homme, H6=2,2 m ;

H7 : hauteur du chariot, H7 = 0,3m ;

H8 : hauteur profilée, H8 = 0,8 m ;

H9 : hauteur de sécurité, H9 = 0,5m ;

$$Hb = 7.092 \text{ m.}$$

⇒A.N : Hb =3.292+ 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 ;9m) on prend comme hauteur du bâtiment Hb = 9 m.

VI.3.3.5.2. Longueur du bâtiment :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$Lb = n \times L + Lint + Lpf + Lr + Lp + Lm + Lpm ;$$

- ✓ n: nombre de pompes, n = 11(tenant compte de la pompe de secours) ;
- ✓ L : longueur de la pompe et celle du moteur (L = 0.87 m) ;
- ✓ Lint : distance entre deux pompes voisines, Lint = (0,8-1,2) m. On prend : Lint= 0.9 m ;
- ✓ Lpf: longueur de la plate-forme de montage, Lpf = 3 m ;
- ✓ Lr : longueur de l'armoire électrique, Lr = (2-3) m ; On prend : Lr = 2.5 m ;
- ✓ Lp : longueur du bureau du personnel, On prend : Lp = 4 m ;
- ✓ Lm : épaisseur du mur, on prend : 0,6 m ;
- ✓ Lpm : distance entre pompe et mur,
on prend : 0,3m.

A.N :

$$Lb = 11 \times 0.234 + 0.9 \times 6 + 3 + 2.5 + 4 + 0,6 + 0,3 Lb = 18.38 \text{ m.}$$

On opte pour une longueur de 18 m.

VI.3.3.5.3. Largeur du bâtiment :

Elle est donnée par la relation : $l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s$;

- ✓ s : épaisseur du mur, $s = 0,3$ m ;
- ✓ l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,3$ m ;
- ✓ l_2 : largeur pompe moteur, $l_2 = 2$ m ;
- ✓ l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,
- ✓ l_4 : longueur des accessoires de refoulement, **$l_3 + l_4 = 3.25$ m**
- ✓ l_5 : longueur des collecteurs de refoulement, $l_5 = 2$ m.
- ✓ l_6 : distance entre mur et escalier, $l_6 = 1$ m.

Finalement la largeur totale est de :9.15 m

Tableau VI.7: Dimensions du bâtiment de la station de pompage

Hauteur de bâtiment (m)	Longueur de bâtiment (m)	Largeur de bâtiment (m)
9	19	9.15

VI.4.Organisation et structure du Périmètre

Le terme « îlot d'irrigation » décrit l'unité hydro-agricole alimentée par une seule prise d'irrigation (borne) qui représente le point limite du système de distribution ou l'administration du réseau d'irrigation intervenant dans la gestion de l'eau.

VI.4.1.Implantation des bornes (Plan de bornage):

L'emplacement des bornes d'irrigation est le premier problème auquel doit s'attaquer le projecteur. 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. Une trop faible densité accroît le travail de montage et de transport de canalisation mobiles. On admet généralement que l'implantation des bornes répond aux critères suivants :

- ✓ Une borne par îlot d'exploitations;
- ✓ Quatre (04) prises maximum sur une même borne ;
- ✓ Bornes implantées en limites d'îlots ou au centre Pour les grands ilots.

VI.4.2.Rôle et fonction de la borne d'irrigation :

La borne d'irrigation constitue un appareil compact, plus particulièrement étudié pour les réseaux fonctionnant à la demande, et cumulant les fonctions suivantes :

- Etablir ou interrompre la fourniture d'eau sans coup de bélier
- Compter les volumes distribués par la prise
- Réguler la pression
- Limiter le débit des prises d'eau.

VI.4.3. calcul du débit aux bornes

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

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

Q_b = Débit de chaque ilot (l/s)

q_s = Débit spécifique (l/s/ha)

S =Superficie de l'ilot (ha)

VI.4.4. choix du diamètre de la borne :

Les diamètres des bornes en fonction des débits sont détaillés comme suit :

Tableau VI.8 : Choix du diamètre de la borne

Débit fourni	Diamètre de la borne
$Q < 40 \text{ m}^3/\text{h}$ (11.11) l/s	D= 65 mm
$40 \text{ m}^3/\text{h}$ (11.11l/s) $< Q < 80 \text{ m}^3/\text{h}$ (22.22 ls)	D= 100 mm
$80 \text{ m}^3/\text{h}$ (22.22 l/s) $< Q < 120 \text{ m}^3/\text{h}$ (33.33 l/s)	D= 150 mm
$Q > 120 \text{ m}^3/\text{h}$ (33.33 l/s)	D=200 mm

Le calcul des débits des prises et des bornes est présenté dans le tableau suivant

Tableau VI.9 : Calcul des débits des ilots et choix du diamètre des borne

N° Borne	prise par borne	N° parcelle	Total Ilot (Ha)	débit borne (l/s)	Diamètre De la Borne
1M1	1	1	28,57	339,983	200

N° Borne	prise par borne	N° parcelle	Total Ilot (Ha)	débit borne (l/s)	Diamètre De la Borne
1M2	2	2'-2	53,25	633,675	200
1M3	2	3'-3	50,33	598,927	200
1M4	1	4	10,14	120,666	100
1M5	2	5'-5	48,5	57,715	200
1M6	1	6	27,52	327,488	150
1M7	1	7	10,46	124,474	100
1M8	1	8	27,52	327,488	200
1M9	1	9	24,92	296,548	200
2M1	1	10	23	27,37	200
2M2	1	11	7,5	8,925	100
2M3	2	12'-12	44	52,36	200
3M1	1	13	12,7	15,113	100
3M2	1	14	23,54	280,126	200
3M3	1	15	15,6	18,564	150
3M4	2	16'-16	37	44,03	200
3M5	2	17'-17	49,2	58,548	200
4M1	2	18'-18	45,5	54,145	200
4M2	1	19	29,6	35,224	200
4M3	2	20'-20	58,3	69,377	200
4M4	1	21	18,5	22,015	150
4M5	2	22'-22	58,07	691,033	200
5M1	2	23'-23	52	61,88	200
5M2	2	24'-24	51,43	612,017	200
5M3	1	25	14,59	173,621	150
6M1	2	26'-26	60,59	721,021	200
6M2	2	27'-27	59,1	70,329	200
6M3	2	28'-28	50,76	604,044	200
6M4	1	29	26,62	316,778	200
6M5	2	30'-30	32	38,08	200
6M6	1	31	5,45	64,855	65
6M7	1	32	14,37	171,003	100
7M1	1	33	21	24,99	150
7M2	2	34'-34	49	58,31	200
7M3	2	35'-35	48	57,12	200
7M4	1	36	13,5	16,065	100
7M5	2	37'-37	20,5	24,395	150
7M6	1	38	10	11,9	100
7M7	2	39'-39	37	44,03	200
7M8	2	40'-40	26,2	31,178	200
8M1	2	41'-41	26	30,94	200
8M2	2	42'-42	50	59,5	200

N° Borne	prise par borne	N° parcelle	Total Ilot (Ha)	débit borne (l/s)	Diamètre De la Borne
8M3	1	43	20	23,8	150
8M4	1	44	12	14,28	100
10M1	1	45	10,85	129,115	100
10M2	1	46	22,35	265,965	150
10M3	1	47	12	14,28	100
10M4	1	48	17	20,23	150
10M5	2	49'-49	47,3	56,287	200
10M6	2	50'-50	59,75	711,025	200
11M1	2	51'-51	32	38,08	200
11M2	2	52'-52	45	53,55	200
11M3	1	53	30	35,7	200
11M4	1	54	29,17	347,123	200
11M5	1	55	25	29,75	200
11M6	1	56	19,7	23,443	150
11M7	2	57'-57	50,6	60,214	200
11M8	1	58	18,8	22,372	150
12M1	2	59'-59	57	67,83	200
12M2	2	60'-60	59	70,21	200
12M3	2	61'-61	59,5	70,805	200
12M4	1	62	30,5	36,295	200
12M5	2	63'-63	60	71,4	200
63	93	93	2030		totale

Le périmètre exige pour notre secteur 63 bornes pour permettre l'alimentation de l'ensemble des parcelles sur une surface de 2030 ha.

VI.5.1. Modalité de Distribution

Il existe trois schémas généraux de répartitions de l'eau vers les exploitants :

- **Fourniture continue** : l'eau est fournie à l'exploitation ou aux parcelles de manière continue dans le temps. Ce type de distribution correspond à la capacité minimum, mais il faut alors avoir recours au stockage de l'eau au point de livraison. Le débit à la parcelle est

Proportionnel à la superficie de celle-ci et aux besoins spécifiques de la spéculation agricole.

- **Fourniture par rotation** : comme le titre l'implique, l'eau est livrée à chaque exploitants quartier ou région par rotation. Il existe un grand nombre de modes de distribution par rotation :

- **Rotation par tour fixe** : l'eau est disponible à la parcelle pendant une période fixe, en

fonction de la superficie de celle-ci ou de sa dotation. Ainsi, le tour de chaque exploitant à lier à jour et heure fixe pendant un intervalle de temps déterminé .

•**Rotation programmé** : ce mode de répartition de l'eau est utilisé lorsque le périmètre à irriguer est divisé en quartiers, un débit fixe

ou module étant assigné à chaque quartier en fonction du débit spécifique et de la superficie du quartier. L'écoulement vers chaque quartier est continu et constant, les exploitants individuels reçoivent la totalité du débit par rotation à heure fixe et pendant un intervalle de temps préétabli. L'horaire et la quantité d'eau dépendent de la superficie de l'exploitation et de l'assolement.

•**Irrigation à la demande** : avec ce système l'exploitant dispose en permanence d'un débit toujours supérieur à celui auquel il aurait droit dans le cas de la répartition par rotation, sans contraintes horaires ou de durée. Ce système est bien adapté aux périmètres constitués de petites exploitations avec spéculations et des sols fortement hétérogènes ou l'irrigation par rotation est impraticable.

•**Irrigation à la demande modifiée** : l'eau est livrée au quartier à la demande, les exploitants doivent ensuite la répartir entre eux selon un programme souple comme dans le cas de la rotation. Le réseau est conçu de la même façon que pour l'irrigation à la demande mais les Quartiers sont considérés comme des exploitations individuelles. Ce type de réseau est moins coûteux que le réseau à la demande

intégrale- il est bien adapté aux périmètres très morcelés

VI.6 Dimensionnement du réseau de distribution :

VI.6.1 Vitesses admissibles :

La fixation d'un seuil de vitesse admissible dans les conduites, permet outre l'introduction d'un seuil raisonnable de diamètre maximum, un compromis technique:

- De faire une économie sur le coût des canalisations ;
- D'éviter les risques entraînés par des vitesses importantes (risque d'érosion) et les vitesses faibles (risque de dépôts solides).

La vitesse admissible est choisie entre 0.5 m/s, comme vitesse minimale, et 2.5 m/s comme vitesse maximale.

VI.6.2 Choix du matériau des conduites :

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

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

VI.6.3. Caractéristiques des canalisations :

a) Conduites en fonte :

Présentent plusieurs avantages :

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

Leur inconvénient est :

- coût relativement important.

b) Conduite en acier :

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

Leur inconvénient est

- la corrosion.

c) Conduite en PEHD :

Ils sont les plus utilisés car ils présentent des avantages importants

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

Leur inconvénient est

- le risque de rupture dans le cas d'une mauvaise soudure.

Les tableaux ci-après résument l'analyse ci-dessus :

Tableau VI.10: Synthèse des paramètres examinés

Critères	Pertes de charge	Pression/tendue vide	Protection corrosion	Facilité de pose	Solution éprouvée	Production nationale
Fonte ductile	+	+	-	+	+	-
Acier soudé	+	-	-	+	+	+
Béton âme tôle	-	-	-	-	+	+
Polyester fibre de verre	+	+	+	-	-	+
PEHD	+	+	+	+	+	+

- ✓ Dans notre cas, On a choisi pour ces conduites la fonte et le PEHD selon le diamètre de la conduite: fonte pour conduites de diamètre supérieure à 400 mm, PEHD pour les conduites de diamètres inférieurs à 400 mm

VI.6.4 Calcul des diamètres :

Le calcul des diamètres est réalisé sur la base des débits véhiculés par le tronçon de conduite, et les vitesses.

La formule de " LABYE " nous donne une approche du diamètre économique qu'on normalise

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q \times 0.001}{\pi \times V}} \times 1000 \quad (V-2)$$

Avec : Q : débit, exprimé en m³/s ;

D: diamètre exprimé en mm.

V : vitesse qui donne le diamètre économique est de 1.25m/s

VI.6.5. La vitesse d'écoulement :

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2 m/s.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire en utilisant l'équation de continuité :

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

Avec :

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

S : section de la canalisation (m2) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

VI.6.6. Estimation des pertes de charge :

- La perte de charge linéaire (h_{pu}) le long d'une conduite lors du transport d'un débit constant Q se calcul selon l'expression utilisé la formule de **Lechapt et calmon**:

$$J=L \times Q^M/D^N \dots\dots\dots V.4$$

Avec :

J : perte de charge unitaire en mm/ml

Q : débit en m3/s

D : diamètre de la conduite considérée

L :longueur de tube en m

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

Tableau VI.11 : Les paramètres de perte de charge

K (mm)	L	M	N
0,1	1,2	1,89	5,01
0,5	1,4	1,96	5,19
1	1,6	1,975	5,25

- ◆ Pour une conduite en fonte ou en PEHD, nous avons la rugosité $K=0,1\text{mm}$, avec les paramètres suivants : $L=1.2$, $M=1.89$, $N= 5.01$.

Dans le cas d'adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à (5-10)% des pertes de charge linéaires. $\Delta H \text{ total} = J * 1,1$

VI.6.7 Estimation des Pressions:

la pression on la calcule avec la théorie de Bernoulli :

$$P = \text{cote Piézométrique} - \text{cote terrain naturel}$$

$$P = CP - CTN$$

Talque : cote Piézométrique du tête de secteur = cote du Réservoir – $\Delta h \text{ total}$

$$\text{Donc : } \text{cote } P_i = \text{cote } P_{i-1} - \Delta h_i \text{ total}$$

Tableau VI.12: Calculs hydrauliques du réseau de distribution

N° du tronçon		longueur(Km)	Superficie (ha)	débit (l/s)	débit(M3 /s)	D.cal(mm)	Dn (mm)	vitesse (l/s)	Δh total (m)	Cote TN (m NGA)	cote pièzà	pression(m)	
R1	M1	0,71	2030	2415,7	2,42	1570	1600	1,2	0,665	146,00	196,85	50,73	
	M1	1M1'	0,015	245,6	292,2	0,29	545	600	1,03	1,668	150,50	196,83	44,57
	1M1'	1M1	0,34	28,5	33,9	0,033	186	200	1,08	7,028	151,00	194,92	37,04
	1M1'	1M2	0,12	245,6	292,2	0,292	545	600	1,03	1,668	147,50	194,75	38,87
	1M2	1M3'	0,54	60,7	72,2	0,072	271,3	300	1,02	3,83	142,10	193,07	40,43
	1M3'	1M3	0,25	50,3	59,8	0,06	246	250	1,2	6,70	143,00	191,73	32,83
	1M3'	1M4	0,11	10,1	12	0,012	110,8	150	0,68	4,193	144,00	191,35	27,64
	1M2	1M5	1,125	139,	166,5	0,16	411,8	500	0,84	1,436	145,60	190,01	24,60
	1M5	1M6	0,875	58,5	69,6	0,069	266,3	300	0,98	3,573	141,60	187,46	25,03
	1M6	1M7	0,065	10,4	12,4	0,012	112,6	150	0,7	4,44	140,30	187,23	21,88
	1M6	1M8	0,495	20,5	24,4	0,02	157,8	200	0,77	3,77	135,48	185,71	22,93
	1M5	1M9	0,04	24,9	29,6	0,029	173,7	200	0,94	5,428	131,48	185,53	21,50
	M1	M2	2,22	84,5	100	0,1	320	400	0,8	1,693	148,00	193,73	47,04
	M2	2M1	0,04	84,5	100	0,1	320	400	0,8	1,693	147,50	193,68	45,85
	2M1	2M2	0,49	61,5	73,1	0,07	273	400	0,6	0,928	149,00	193,29	43,42
	2M2	2M3	0,8	54	64,2	0,06	255	300	0,9	3,070	133,50	191,28	55,85
	M1	M3	2,2	139,4	165,9	0,16	411	500	0,8	1,42	144,00	194,24	51,31
	M3	3M1	0,07	139,5	166	0,16	411	500	0,84	1,42	141,50	194,15	52,38
	3M1	3M2	0,67	126,8	150,9	0,15	392	400	1,2	3,64	138,50	192,16	51,73
	3M2	3M3	0,485	15,6	18,5	0,018	137	200	0,59	2,24	136,45	191,27	51,53
	3M2	3M4	0,325	87,6	104,3	0,104	325	400	0,83	1,81	135,10	191,68	53,31
	3M4	3M5	0,375	49,2	58,6	0,058	244	250	1,19	6,43	135,00	189,74	46,98
	M1	M4	0,965	1636,2	1947	1,94	1408	1500	1,1	0,60	157,00	196,35	39,12
	M4	4M1	0,305	219,8	261,5	0,26	516	600	0,9	1,35	150,00	196,01	44,77
	4M1	4M2'	0,47	219,8	261,5	0,26	516	600	0,92	1,35	141,80	195,48	51,62

N° du tronçon		longueur(Km)	Superficie (ha)	débit (l/s)	débit(M3 /s)	D.cal(mm)	Dn (mm)	vitesse (l/s)	Δh total (m)	Cote TN (m NGA)	cote piezo	pression(m)
4M2'	4M2	0,57	29,6	35,2	0,035	189	200	1,1	7,51	141,48	192,05	44,42
4M2'	4M3	0,535	135	161,4	0,16	393	400	1,28	4,14	139,10	190,26	42,66
4M3	4M4	0,535	56,4	67,	0,067	261	300	0,95	3,34	136,00	188,80	42,42
4M4	4M5	0,545	58,05	69	0,069	265,2	300	0,97	3,52	135,50	187,24	39,40
M4	M5	0,715	1416,4	1685,5	1,68	1310,	1500	0,95	0,46	150,00	196,07	45,66
M5	5M1	0,505	118,7	141,27	0,14	379,3	400	1,12	3,20	140,00	194,74	52,44
5M1	5M2	0,57	66	78,61	0,078	282,9	300	1,1	4,49	136,19	192,67	51,76
5M2	5M3	0,035	14,5	17,3	0,017	132,8	150	0,98	8,31	136,50	192,43	43,13
M5	M6	0,52	1298	1544,6	1,5	1254	1500	0,87	0,39	146,00	195,89	49,27
M6	6M1	0,525	250,1	297,6	0,29	550,5	600	1	1,72	144,60	195,14	48,94
6M1	6M2	0,51	169,7	201,9	0,2	453,5	500	1,02	2,06	139,00	194,27	52,47
6M2	6M3'	0,55	110,4	131,4	0,13	365,9	400	1,04	2,81	131,50	193,00	57,16
6M3'	6M3	0,12	50,7	60,3	0,06	247,9	300	0,85	2,72	130,50	192,74	55,43
6M3'	6M4	0,385	26,6	31,6	0,03	179,6	200	1	6,14	133,10	191,10	49,41
6M3'	6M5	0,51	33,1	39,4	0,03	200,4	200	1,2	9,30	137,50	189,23	41,86
6M1	6M6	0,65	19,8	23,5	0,02	154,9	200	0,75	3,52	148,30	193,27	41,72
6M6	6M7	0,125	14,37	17,1	0,017	131,97	200	0,54	1,91	148,70	193,07	39,40
M5	M7	2,035	353	420,1	0,42	654	800	0,83	0,78	131,20	194,72	63,68
M7	7M1	0,04	289,2	344,2	0,34	592,1	600	1,21	2,27	130,00	194,64	62,60
7M1	7M2'	0,445	222	264,2	0,26	518,8	600	0,9	1,37	131,79	194,13	59,43
7M2'	7M2	0,425	150,8	179,4	0,17	427,5	500	0,91	1,65	132,50	193,55	57,07
7M2	7M3	0,505	101,3	120,5	0,12	350,4	400	0,95	2,38	131,30	192,56	55,88
7M3	7M4	0,43	52,5	62,4	0,06	252,2	300	0,88	2,91	128,20	191,53	56,07
7M4	7M5	0,6	39	46,4	0,04	217,4	250	0,9	4,1	134,40	189,52	45,73
7M2'	7M6	0,15	73,2	87,1	0,08	297,9	300	1,2	5,46	131,35	193,47	54,41
7M6	7M7	0,635	63,2	75,2	0,07	276,8	300	1	4,13	128,33	191,34	53,29
7M7	7M8	0,94	26,2	31,2	0,03	178,3	200	0,99	5,98	127,50	186,81	48,13

N° du tronçon		longueur(Km)	Superficie (ha)	débit (l/s)	débit(M3 /s)	D.cal(mm)	Dn (mm)	vitesse (l/s)	Δh total (m)	Cote TN (m NGA)	cote piezo	pression(m)
M7	M8	0,88	108	128,5	0,12	361,8	600	0,5	0,353	127,10	194,45	67,42
M8	8M1	0,475	108	128,5	0,12	361,8	400	1,02	2,69	124,75	193,40	67,08
8M1	8M2	0,48	50	59,5	0,05	246,1	250	1,2	6,61	123,00	190,86	62,21
8M1	8M3	0,63	32	38,08	0,038	196,9	200	1,21	8,70	123,90	189,03	59,22
8M3	8M4	0,02	12	14,28	0,014	120,6	150	0,8	5,76	124,50	188,94	52,86
M6	M10	3,025	944,7	1124,2	1,12	1070	1250	0,9	0,53	142,00	194,50	52,73
M10	10M1	0,14	177,7	211,4	0,21	464	500	1	2,25	140,00	194,24	52,47
10M1	10M2	0,62	158,3	188,4	0,188	438,1	400	1,1	5,55	136,00	191,47	50,92
10M2	10M3	0,31	136	161,8	0,16	406	400	1,2	4,16	132,00	190,43	50,76
10M3	10M4'	0,325	124	147,5	0,14	387,6	400	1,17	3,496	129,00	189,50	50,26
10M4'	10M4	0,42	64,2	76,4	0,07	279	300	1,08	4,26	129,14	188,05	45,86
10M4	10M5	0,39	47,3	56,2	0,05	239,4	250	1,1	5,95	129,00	186,18	40,04
10M4'	10M6	0,75	59,7	71,1	0,07	269,1	300	1	3,71	124,85	187,24	50,69
M10	M11	0,325	516,8	615	0,61	791	800	1,22	1,61	139,00	194,07	54,12
M11	11M1	0,225	250,3	297,9	0,29	550,9	600	1	1,73	136,50	193,74	54,89
11M1	11M2	0,515	45	53,5	0,05	233,5	250	1,09	5,42	139,20	191,49	46,76
11M1	11M3	0,92	173,3	206,3	0,2	458,4	500	1,05	2,15	129,30	192,11	59,93
11M3	11M4	0,675	29,1	34,7	0,03	188	200	1,1	7,31	125,22	188,17	56,70
11M3	11M5	0,385	144,2	171,6	0,17	418	500	0,8	1,52	130,90	191,62	56,81
11M5	11M6	0,105	19,71	23,4	0,02	154	200	0,7	3,48	130,50	191,33	53,73
11M5	11M7	0,33	99,5	118,4	0,11	347	350	1,23	4,50	129,20	190,42	54,01
11M7	11M8	0,495	18,79	22,3	0,02	150	150	1,2	13,45	126,00	185,18	43,75
M11	M12	1,13	266,5	317,1	0,3	568	600	1,12	1,94	138,40	192,25	52,77
M12	12M1	0,54	266,5	317	0,31	568,3	600	1,1	1,94	134,60	191,38	54,62
12M1	12M2'	0,425	209	248,7	0,24	503,3	500	1,2	3,06	134,50	190,32	51,66
12M2'	12M2	0,64	59	70,2	0,07	267	300	0,99	3,62	130,50	188,43	52,03
12M2'	12M3	0,475	150	178,5	0,17	426	500	0,9	1,63	134,80	189,67	49,72

N° du tronçon		longueur(Km)		Superficie ha)	débit (l/s)	débit(M3 /s)	D.cal(mm)	Dn (mm)	vitesse (l/s)	Δh total (m)	Cote TN (m NGA)	cote piezo	pression(m)
12M3	12M4	0,38	30,5		36,2	0,03	192	200	1,15	7,95	135,10	187,26	41,47
12M3	12M5	0,51	60		71,4	0,07	269	300	1	3,74	140,15	188,12	40,62

Interprétations :

D'après les calculs exposés dans le tableau ci-dessus on voit que les pressions aux bornes très satisfaisantes, et sont généralement supérieures à trois bars, (pour les pressions très importantes on installe des brise charge), ce qui est très satisfaisant et permet l'implantation de plusieurs systèmes d'irrigation.

VI.7.Points spéciaux d'une conduite

La présence d'air dans les conduites d'un réseau d'adduction sous pression présente l'inconvénient d'augmenter les pertes de charge et le déplacement de l'air peut provoquer la perturbation du régime hydraulique

Les points spéciaux d'une conduite sont:

- **Les points hauts** où seront installées des ventouses destinées à évacuer les poches d'air et sont systématiquement entre deux vanne Le choix de la ventouse est fait directement en fonction du diamètre de la conduite.
- **Les points bas** où dans quelques-uns, seront installés des dérivations pour la vidange exceptionnelle de la conduite.

Vannes de sectionnement :

Elles sont nécessaires pour l'exploitation des réseaux et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'irrigation.

Il est prévu d'installer des vannes de sectionnement au départ de toutes les branches et des sous branches importantes

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié le système d'adduction du secteur Moyen de 1^{er} tranche du périmètre de M'lita, qui est découpé en 93 parcelles, avec une superficie totale de 2030 ha. Cette phase de calcul nous a permis d'estimer les débits de chaque parcelle du Réservoir vers les bornes d'irrigation à travers un système de canalisation en fonte pour le grand diamètre et PEHD pour le reste. De s'assurer des pressions des bornes, qui sont nécessaires à toute projection d'un réseau d'irrigation, ce qui permettra une intensification de l'irrigation dans ce périmètre par les méthodes modernes.

Chapitre VII :

Choix de la technique d'irrigation

Chapitre VII : Choix de la technique d'irrigation**VII.1.Introduction**

Quelle que soit l'origine de l'eau et son mode de transport (canaux ou conduites), le problème le plus délicat est le choix de la méthode pour de répartition de cette eau sur le sol de façon à ce que les plantes en tirent le maximum de profit.

VII.2.Les différentes techniques d'irrigation

Les techniques d'irrigations peuvent être divisées en trois (03) classes, soit :

VII.2.1.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), (**Tiercelin, 2006**)

En irrigation de surface, la distinction entre les différentes techniques est essentiellement fondée sur la méthode d'application de l'eau : ruissellement, submersion ou technique mixte.

VII.2.2.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 500 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 culture 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 %.



Figure VII.1 : irrigation d'une parcelle à la planche

VII.2.3.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 pentes faibles mais régulières.

Les raies sont tracées suivant la ligne de plus grande pente du terrain pour des pentes $< 02 \%$. Pour des pentes $>2 \%$, 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.).

Ce type d'arrosage 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 VII.2 : irrigation d'une parcelle à la rai

VII.2.3.1 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.

Ce système d'irrigation s'emploie dans les rizicultures, les pâturages, les vergers, les céréales en ligne.



Figure VII.3 : irrigation d'une parcelle par submersion

VII.2.3.2.L'irrigation Par Aspersion

En irrigation par aspersion, l'eau parvient aux cultures d'une façon qui imite la chute naturelle de la pluie, grâce à l'utilisation de divers appareils de projection, alimentés sous pression.

Pour cette technique d'irrigation aucun nivellement de la surface n'est nécessaire. Cependant, la pente générale du sol ne doit pas en principe dépasser 10% pour les machines à irriguer.



Figure VII.4 : Irrigation par aspersion.

Tous les types de sols peuvent convenir : on peut obtenir la même efficacité d'arrosage sur les sols les plus sableux que sur les sols les plus argileux, grâce à la large gamme des intensités pluviométriques (I) offertes par les différents matériels. :

($I < 4$ mm /h pour sols peu perméables, jusqu'à $I < 50$ mm /h pour sols perméables).

Cette technique d'irrigation présente une excellente efficacité de l'ordre de 75 à 85 %, essentiellement en fonction de la maîtrise technique des irrigants.

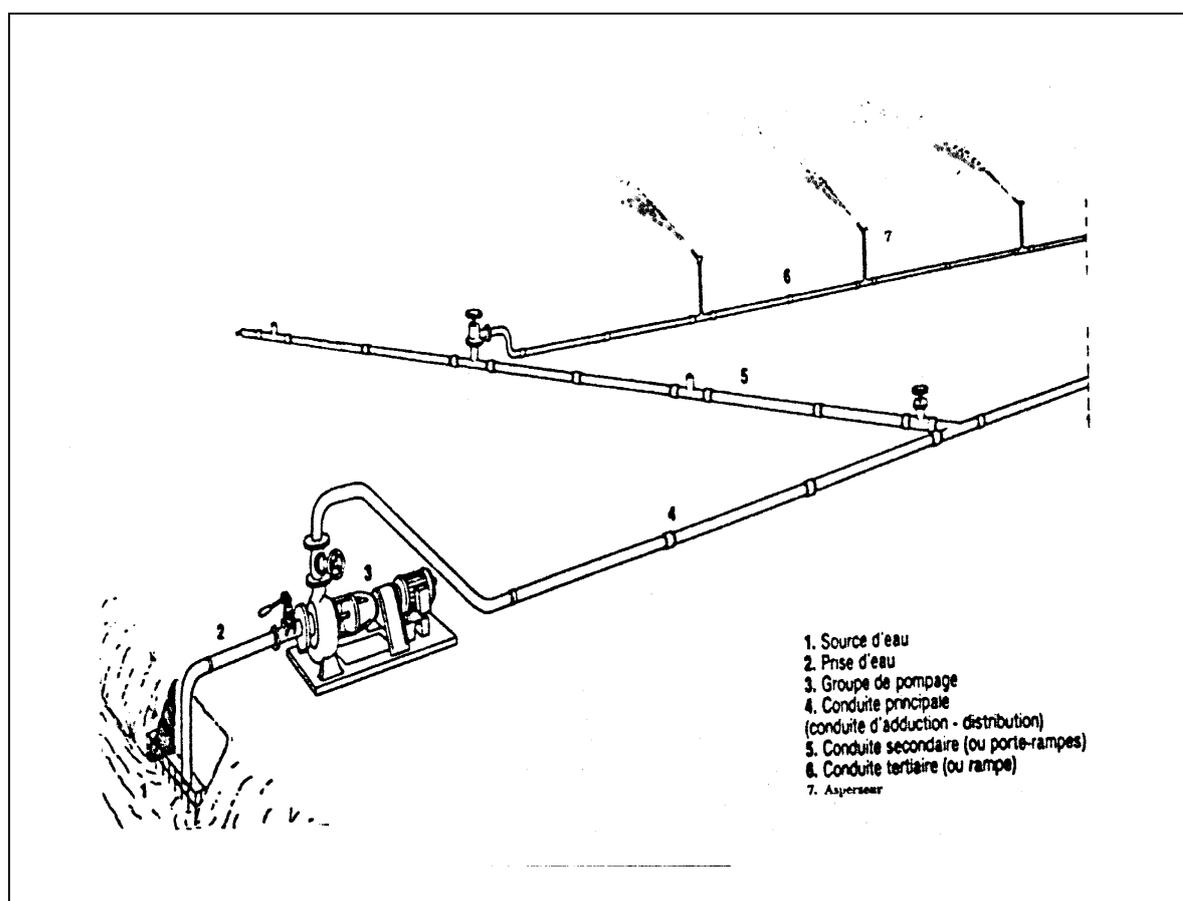


Figure. VII.5 :Partie essentielle d'une installation en aspersion classique

L'irrigation par aspersion est utilisée pour l'arrosage des cultures les plus diverses : fourragères, maraîchères, céréales, vergers, vigne, etc.

Les techniques d'arrosage appliquées en irrigation par aspersion dépendent du matériel utilisé.

Elles se divisent en deux grandes catégories :

- ☞ L'aspersion simple (rampes perforées, asperseurs, canons)
- ☞ Les machines à irriguer (rampes frontales, pivots, enrouleurs, etc.)

VII.2.3.3.L'irrigation Localisée

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

- La mise en place sur la parcelle d'un réseau 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 en général de 90%.
- L'irrigation localisée est surtout pratiquée en cultures maraîchères ou fruitières.

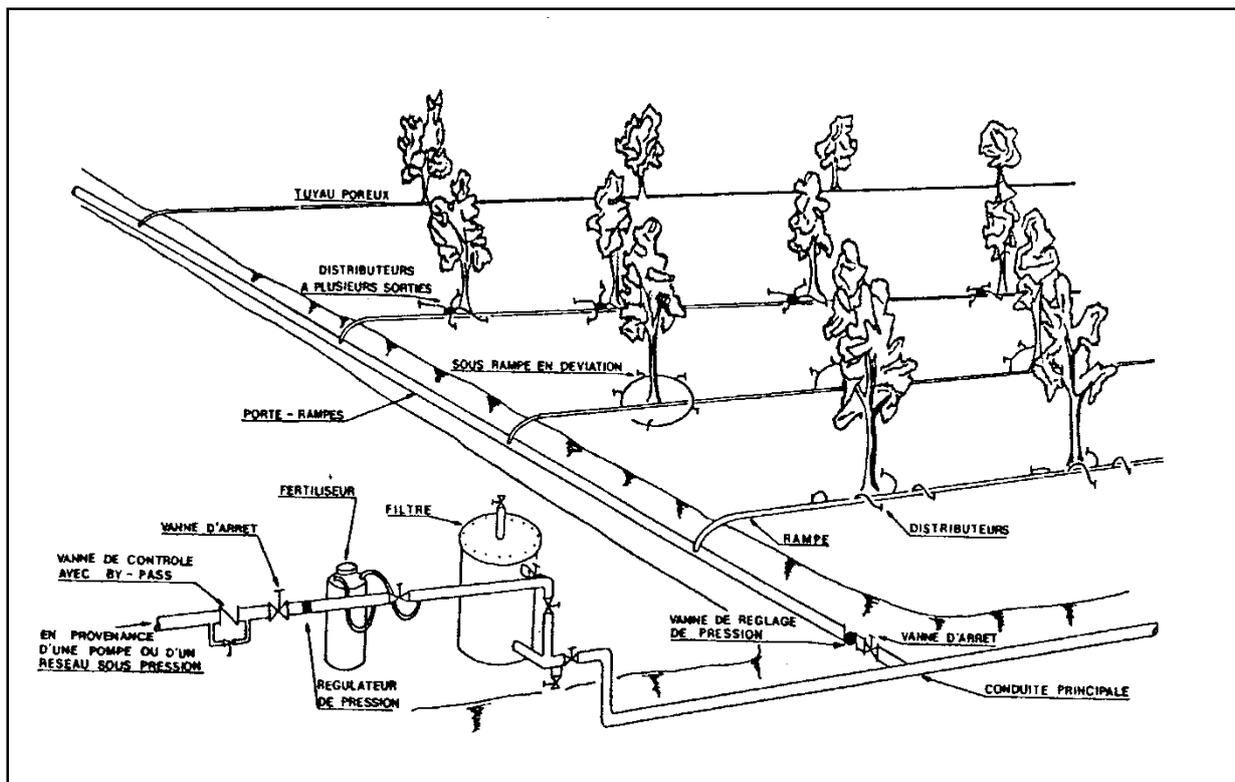


Figure. VII .6 : Partie essentielle d'une installation localisée

VII.3.Comparaison entre les différentes techniques :

VII.3.1.Les avantages et les inconvénients de l'irrigation Localisée

- Avantages :

- Excellent rendement des cultures
 - Excellent efficacité d'arrosage à la parcelle,
 - Très faible besoin de main d'œuvre.
 - Insensibilité au vent.
- Ne mouille pas le feuillage ce qui est favorable du point de vue phytosanitaire.

☞ Inconvénients :

- Nécessite une maintenance rigoureuse, en raison des risques liés à d'éventuelle interruption des arrosages,
 - Nécessite la filtration de l'eau d'irrigation,
 - Coût globalement élevé qui fait réserver cette technique aux cultures à forte valeur ajoutée.
 - Fonctionne avec du matériel délicat à durée de vie relativement faible.

VII.3.2.L'irrigation Souterraine

C'est un système d'arrosage qui utilise des tuyaux pour distribuer l'eau filtrée dans les lignes d'émission qui se trouvent en dessous de la surface du sol et à côté de la ligne de culture. Les émetteurs en ligne apportent un débit unitaire pour chaque point d'émission qui varie normalement entre 0,6-8 l/h.

- Avantages :

- Très économique en eau, elle est conseillée en zones arides.
- Absence de matériel en surface, d'où aucune gêne pour l'exploitation,
- Très faible coût d'investissement et de fonctionnement sur des parcelles préalablement équipées en drainage souterrain,
- Ne mouille pas le feuillage, ni le sol ce qui est favorable du point de vue phytosanitaire et aux façons culturales.

-Inconvénients :

- Technique utilisable seulement dans certaines conditions pédologiques sur des parcelles justiciables d'un drainage souterrain,

- Maîtrise incomplète et aléatoire de l'alimentation hydrique des cultures qui fait réserver cette technique aux productions à faible valeur ajoutée.

VII.4.Choix Des Techniques D'irrigation

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

- ☞ La topographie (pente du terrain à irriguer, relief, géométrie de la parcelle)
- ☞ La ressource en eau (quantité, qualité, débit dont on dispose)
- ☞ La nature du sol (perméabilité)
- ☞ La nature des cultures
- ☞ Les facteurs économiques
- ☞ La rentabilité de l'opération
- ☞ Les facteurs sociologiques et culturels

VII.5.Choix de la technique d'arrosage

Pour pouvoir choisir la technique d'irrigation convenable , il est nécessaire de connaître toutes les contraintes de chaque type d'arrosage.

Une analyse multicritères des techniques d'arrosage basée sur différentes contraintes est nécessaire pour aboutir au choix de la technique d'irrigation la plus adéquate pour le zone considérée, notre analyse est détaillée comme suit :

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

Contraintes	Irrigation de		Irrigation par Aspersion	Irrigation localisée
	surface Par	Rigole		
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Evaporation 	+		+ +	+ +
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Vent (1.9 m/s) 	+ + +		+	+ + +
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Texture (argileux- limoneuse) 	+ +		+ +	+ + +
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Perméabilité (bonne) 	+ + +		+ + +	+ + +
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Pente 	+ + +		+ +	+ + +
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Qualité d'eau (bonne) 			+ + +	□
<ul style="list-style-type: none"> • Cultures 	+ + +		+++	+ + +
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Maraîchage 	x		+ + +	x
<ul style="list-style-type: none"> ▪ céréales 	+ + +		x	+ + +
<ul style="list-style-type: none"> ▪ arbres 				
<ul style="list-style-type: none"> • Contraintes économique 				
<ul style="list-style-type: none"> ▪ économie d'eau 	x		+ +	+ + +

Remarque :

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

+ + : Adapté ; + + + : Très Adapté

Conclusion

Le choix d'un système d'irrigation rationnel pratiquement utilisable et économique doit tenir compte les critères d'ordre socio-économiques et techniques.

Cependant, dans le cas de l'irrigation à partir des eaux usées épurées, et vu le climat semi-aride qu'exposée la wilaya de Oran, on opte pour le système goutte à goutte qui semble le plus approprié, et permet d'obtenir de meilleurs rendements des cultures.

Chapitre VIII :
DIMENSIONNEMENT
A LA PARCELLE

CHAPITRE VIII : DIMENSIONNEMENT A LA PARCELLE**VIII.1.Introduction**

L'objectif de ce présent chapitre se focalise sur le dimensionnement d'un réseau d'irrigation localisé, il s'agit de déterminer, à partir de la connaissance des paramètres agro-climatique, les caractéristiques techniques optimales d'un réseau pour l'irrigation de notre périmètre, dont les calculs ont été réalisés sur une parcelle type.

VIII.2. Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte :

Dans cette partie on va dimensionner le réseau d'irrigation localisée (le système goutte à goutte), qui nécessite la connaissance de données de base comme la surface de la parcelle, les besoins journaliers et le temps maximum journalier de travail

Données générales :

Le réseau d'irrigation sera installé sur la parcelle n°51 alimentée par la borne **7M8** et dont la pression calculée est de l'ordre de 4.8 bars, ce qui est largement suffisant. La surface de l'exploitation est de 12.5ha et présente une forme relativement rectangulaire.

Culture : OLIVIER et POMMIER

besoin de pointe respectivement : 168mm (Mois d'Aout) ; 138mm(mois d'Aout)

Organisation du réseau : Avec un écartement de 4*4m, et un espacement des goutteurs 2 m, on a donc 7815 arbres, avec 102 lignes de 76 arbres pour chaque rangée et 2goutteurs pour chaque arbre.

- Surface :12,5 ha.
- Longueur :410 m.
- Largeur : 305m.

Caractéristique du goutteur :

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

VIII.2.1. Besoins d'irrigation des Cultures en Irrigation Localisée :

Influence du taux de couverture du sol :

En micro-irrigation, les apports d'eau étant localisés sur une portion très faible de la surface du sol située au voisinage des plantes, donc à l'ombre du feuillage, la part d'évaporation directe à partir du sol est réduite ; On applique alors à l'ETM un coefficient de réduction : K_r

K_r dépend du taux de couverture du sol ($C_s = 60\%$) par les plantes adultes et peut être calculé par diverses formules proposées ci-après [Ollier et Poirre, 1983]:

- KELLER et KARMELI (1974) :

$$K_r = \frac{C_s}{0.85}$$

- La formule de Freeman et Garzoli :

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

- 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 :

$K_r = 0.80$ selon Freeman et Garzoli

$K_r = 0.70$ selon Decroix (CTGREF)

On prendra un coefficient $K_r = 0.80$

$B_{ji} = B_j * K_r \dots\dots\dots VII.9$

$B_{ji} = 5,6 * 0.8 = 4.28 \text{ mm/j}$

$B_{ji} = 4,6 * 0.8 = 3,68 \text{ mm/j}$

Dose nette (Dose pratique) :

La deuxième étape en micro-irrigation, est la détermination d'une fraction ou pourcentage d'humidification du bulbe humide dans la zone racinaire. La différence par rapport aux autres

systèmes (gravitaire ou par aspersion) est qu'il ne s'agit plus d'humidifier uniformément la totalité du sol sur une même profondeur h [Ollier & Poirée, 1981].

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

$$D_p = (H_{cc} - H_{pf}) \cdot Y \cdot Z \cdot P\% = RFU \cdot P\% \dots\dots\dots VII.10$$

Tel que :

H_{cc} : humidité a la capacité au champ 35%

H_{pf} : humidité au point de flétrissement 19%

D_a : densité apparente 1.35

Y : degré d'extraction de l'eau du sol 2/3

Z : profondeur d'enracinement en 1200 mm

P : Pourcentage du sol humidifié

$$P\% = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r} \dots\dots\dots VII.11$$

P : Volume du 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 rangs

P = 25%

Donc :

$$RFU = (35-19)/100 \cdot 1200 \cdot 2/3 \cdot 1,35 = 171 \text{ mm} \quad \mathbf{RFU=171mm.}$$

Et $D_p = RFU \cdot P\% = 171 \cdot 0,25 = \mathbf{42.75mm}$

a) Fréquence des arrosages (Fr) :

$$Fr = \frac{\text{dose_nette}}{B_{jm}} = \frac{42,75}{5.6} = 7.63 \quad Fr = \frac{\text{dose_nette}}{B_{jm}} = \frac{42,75}{3.68} = 11.6$$

Donc on prend une fréquence de 8 jours pour l'olivier et 11 jours pour le pommier

b) Dose réelle (Dr) :

$$c) \quad Dr = B_{jm} * Fr = 5.6 * 8 = 44.8\text{mm} \quad Dr = B_{jm} * Fr = 3.68 * 11 = 40.5\text{mm}$$

d) La dose brute réelle (Db) :

$$D_{brute} = \frac{\text{dose_réelle}}{Cu * \text{eff}} = \frac{44.8}{0.9 * 0.9} = 55.3 \text{ mm} \quad D_{brute} = \frac{\text{dose_réelle}}{Cu * \text{eff}} = \frac{40.5}{0.9 * 0.9} = 50 \text{ mm}$$

Cu : coefficient d'uniformité Cu=90%

Eff : efficacité du réseau d'irrigation Eff=90%

e) Durée d'arrosage par mois :

$$\theta = \frac{Db * S_d * S_r}{n * q_g}$$

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

$$\theta = \frac{55.3 * 4 * 2}{2 * 4} = 55.3 \text{ heures/mois.} \quad \theta = \frac{50 * 4 * 2}{2 * 3} = 66.7 \text{ heures/mois}$$

f) Durée d'arrosage journalier :

$$D_j = \frac{\text{durée d'arrosage}}{Fr} = \frac{55.3}{8} = 6.9 \text{ heures/jour} \quad D_j = \frac{\text{durée d'arrosage}}{Fr} = \frac{50}{11} =$$

4.55 heures/jour

g) Nombre de poste :

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{\text{Tempsdetravail}}{\text{Duréed'arrosagejournalier}} = \frac{22}{6.9} = 3.19$$

$$N = \frac{\text{Tempsdetravail}}{\text{Duréed'arrosagejournalier}} = \frac{22}{4.55} =$$

4.84

On prend 3 postes.ET 5

h) Surface du poste :

$$Sp = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}} = \frac{6}{3} = 2 \text{ ha}$$

$$Sp = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}} = \frac{6.5}{5} = 1.3 \text{ ha}$$

VIII.3. Calculs hydrauliques

VIII.3.1. Conditions Hydrauliques de Base

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

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

La variation maximale de la pression

$$q = K \times H^x$$

Avec x=0.5 (caractéristique du gutteur)

$$\frac{\Delta q}{q(g)} = \frac{\Delta H}{H(n)}$$

Avec :

q(g) : débit nominal du goutteur

H(n) : pression nominal

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

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

Le débit :

$$Q_r = Q_g * N_r$$

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

Avec:

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

La longueur de la porte rampe : 305m

La longueur de la rampe : 205 m

a) Le nombre d'arbres par rampe:

$$N \text{ arbres} = L_r / E_r = 205/4 = 51 \text{ arbres}$$

b) Nombre des goutteurs par rampe:

$$N_g = N_{\text{arbres}} * n = 51 * 2 = 102 \text{ goutteurs}$$

c) Le nombre des rampes:

$$N_r = L_{pr} / E_r = (305/4) * 2 = 152 \text{ rampes}$$

d) Débit de la rampe :

$$Q_r = N_g * Q_g$$

$$Q_r = 102 * 4 = 408 \text{ l/h}$$

e) **Débit de la porte rampe:**

$$Q_{pr} = Q_r \cdot N_{pr} = 408 \cdot 152 = 62016 \text{ L/h}$$

f) **Nombre de porte rampe:**

$N_{pr} = 1$ (1 seul porte rampe).

g) **Débit de la conduite d'approche (conduite tertiaire)**

$$Q_t = Q_{pr} \cdot N_{pr} = 62016 \cdot 1 = 62016 \text{ l/h}$$

VII.3.2. Dimensionnement des canalisations du réseau

Pour le calcul des dimensions des canalisations (rampe et porte rampe), on propose que les rampes soient en PEBD ou PEHD .

La conduite tertiaire (conduite d'approche) :

C'est la conduite qui relie au point de fourniture d'eau les diverses porte-rampes. Elle est en PVC rigide ou en acier galvanisé comme en irrigation par aspersion. Pour les petites installations, du polyéthylène haute densité peut également être utilisé.

Porte-rampes :

C'est la conduite qui alimente les rampes d'un seul côté ou des deux côtés. Ils peuvent être soit en polyéthylène moyenne densité (PE), soit en chlorure de polyvinyle rigide (PVC).

Les rampes :

Qui sont toujours en PEBD (polyéthylène basse densité), à l'exception de quelques installations où l'on a utilisé du PVC rigide de petit diamètre.

VIII.3.2.1 Calcul du Diamètre et Vérification de la Perte de Charge de la rampe et la porte rampe

Le diamètre de rampes ainsi que des portes rampes est calculé d’après les formules suivantes :

$$\varnothing_{r(cal)} = \left[\frac{P.d.c(r)*2.75}{0.478*Q(r)^{1.75}L(r)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} \dots\dots\dots VII.13$$

$$\varnothing_{pr(cal)} = \left[\frac{P.d.c(pr)*2.75}{0.478*Q(pr)^{1.75}L(pr)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} \dots\dots\dots VII.14$$

Avec :

- Pdc(r) : la perte de charge dans la rampe
- Q(r) : le débit de la rampe en l/h
- L(r) : la longueur de la rampe en m
- Ør (cal) : le diamètre de rampes
- Øpr (cal) : le diamètre de porte rampe

La répartition de la perte de charge est :

Sur les portes rampes p.d.c (pr) = 0.6 mce

Sur les rampes p.d.c (r) = 1.2 mce

VIII.3.2.2. Vérification des Pertes de Charges

Pour la détermination des pertes de charges des différents tronçons de la canalisation après choix du diamètre, On recalcule les pertes de charges pour un D = 20 mm

Perte de charge selon hazen-william

$$\Delta H = \frac{0.478 \times D^{-4.75} \times Q^{1.75} \times L}{2.75} \dots\dots\dots VII.15$$

Ou : L : la longueur de la conduite ;

Q : débit (l/h)

D : diamètre intérieur de la canalisation (mm)

Rampe :

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

$$\varnothing r(\text{cal}) = 18,7 \text{ mm}$$

Diamètre normalisé $\varnothing r(\text{cal}) = 20 \text{ mm}$

L= 205 m, D= 20 mm, Q= 408l/h

$\Delta H_{\text{rampe}} = 0.87 \text{ m.c.e} < 1.2 \text{ m.c.e}$

Porte rampe :

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

$$\varnothing \text{pr}(\text{cal}) = 149 \text{ mm}$$

Diamètre normalisé $\varnothing \text{pr} = 150 \text{ mm}$

L= 305 m, D= 150mm, Q= 62016 l/h

$\Delta H_{\text{rampe}} = 0.58 \text{ m.c.e} < 0.6 \text{ m.c.e}$

Les pertes de charges totales dans le réseau sont de **1,45m.c.e** sont inférieure à 1.8 m.c.e on remarque que la perte de charge totale ne dépasse pas la limite imposé par la règle de christiansen

VIII.3.3 Calcul de diamètre de la conduite d'approche (C. tertiaire)

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

$$D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi V}} \text{ avec :}$$

Q : débit de la conduite considérée (m³/s) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s).

Tableau VIII.1 : Calcul de diamètre de la conduite tertiaire

Surface ha	L(m)	Q (m ³ /s)	V supposée (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)	hcal (m)
12.5	210	0.017	1.05	143	150	0.52	2.39

VIII.3.4. Calcul de la pression d'eau à la borne de distribution :

La pression d'eau que doit fournir la borne de distribution a la parcelle est égale à la somme de la pression nominale (10mce) plus la somme des pertes de charges de cheminement de la borne d'irrigation jusqu'au goutteur le plus défavorable (éloigné ou élevé).

Tableau VII.3 : Récapitulatif des calculs hydrauliques

Conduites	La rampe	Porte rampe	Conduite tertiaire
Longueur(m)	205	305	205
Diamètre(m)	0.02	0.15	0.15
Débit (m ³ /s)	0.11*10 ⁻³	17*10 ⁻³	17*10 ⁻³
Pertes de charge(m)	0.87	0.58	0.9

A partir du tableau on peut déterminer la perte de charge totale entre la borne d'irrigation jusqu'à le goutteur le plus défavorable :

$$P(m) = 10+0.87+0.58+0.9=12.35m$$

la pression calculée est de l'ordre de 1.24 bars ce qui est suffisant pour effectuer le système goutte à goutte dans cette parcelle .

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le dimensionnement d'un réseau goutte à goutte, pour la culture l'olivier et le pommier .L'utilisation de ces systèmes a pour but d'économiser l'eau d'irrigation, et aussi d'améliorer les rendements des cultures.

Chapitre IX :
CALCUL TECHNIQUE-
ECONOMIQUE

CHAPITRE IX : CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

Introduction

L'étude du devis quantitatif et estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation du projet d'irrigation projeté, ce calcul consiste à déterminer les quantités de tout le matériel ainsi que les différentes opérations à effectuer sur le terrain, et cela par la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Pour notre projet nous avons les travaux suivants :

- Conduite d'adduction.
- Réseau de distribution.
- Réseau d'irrigation.

IX.1. Les différents travaux à entreprendre

IX.1.1 .Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction et le réseau distribution sont :

- **Exécution des tranchées**

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

- **Pose du lit de sable**

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 12 cm dans notre cas.

- **Pose des conduites**

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour ne pas avoir des difficultés au raccordement des conduites.

- **Epreuve de joint et de la canalisation**

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,8 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

- **Remblayage des tranchées**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

- **Nivellement et compactage**

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

- ***Travaux concernant la station de pompage***

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

IX.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution

IX.2.1- Calcul du volume de terrassement :

A) Largeur du fond de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

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

$$B = d + 0.6 \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots \text{VIII.1}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

B) profondeur de la tranchée

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

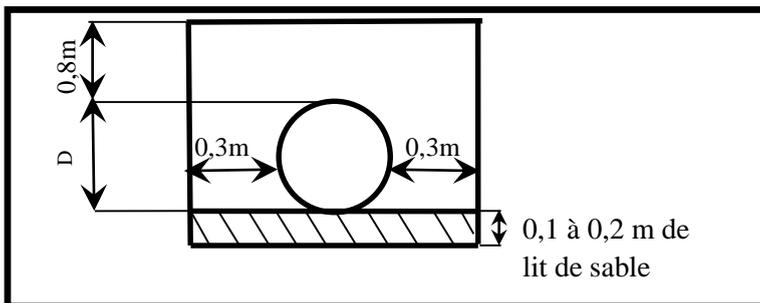


Figure IX.1: Schéma d'une tranchée.

$$H_{tr} = e + d + h \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots \text{VIII.2}$$

Avec :

H_{tr} : Profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur du lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

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

• **Section de la tranchée:**

Les sections des tranchées sont :

$$S_{tr} = B \times H_{tr} \dots\dots\dots \text{VIII.3}$$

H_{tr} : Profondeur total de la tranchée (m)

b : Largeur du fond de la tranchée (m)

• **Volume à excaver :**

Le volume d'excavation est :

$$V_d = S_{tr} \times L = (B \times H_{tr}) \times L \dots\dots\dots \text{VIII.4}$$

V_d : Volume du déblai (m³)

S_{tr} : La section de la tranchée (m²).

L : Longueur de la tranchée (m).

B : Largeur de la tranchée (m).

H_{tr} : La hauteur de la tranchée (m).

IX.2.2.Calcul du volume de déblai

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VIII-1

Tableau IX.1: calcul du volume de déblai

	Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	largeur d'une tranchée b :(m)	Hauteur de La tranchée (m)	Volume de déblai (m ³)
La conduit gravitaire	1600	710	2.2	2.6	4061.2
La conduit de refoulement	1600	2927	2.2	2.6	16742.4

IX.2.3. Calcul du volume de lit de sable

Ce lit correspond à une couche de sable de 12cm sur le fond de la tranchée, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, on calcule cette surface en utilisant la formule suivante : $V = e \cdot b \cdot L$

Tableau IX .2:calcul du volume de sable

	Hauteur (m)	Longueur(m)	Largeur(m)	Volume (m ³)
la conduit gravitaire	0.12	710	2.2	187.44
La conduit de refoulement	0.12	2927	2.2	772.728

IX.2.4 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 ;

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

V_r : Volume du remblai compacté

(m³) V_d : Volume du déblai (m³)

V_s : Volume du sable

V : Volume occupé par la conduite (m³)

$$V = L \cdot (3.14 \cdot D^2 / 4)$$

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite.

Donc les volumes des travaux pour la conduite sont représentés dans le tableau VIII-3.

Tableau IX.3: Calcul du volume de remblai

	Diamètre (mm)	Déblai (m3)	Conduite (m3)	Sable (m3)	Remblai (m3)
la conduit	1600	4061.2	1427	187.44	2446.8
La conduit de refoulement	1600	16742.4	5882	772.728	10087.7

IX.3. Estimation de cout total de projet

IX.3.1. Estimation de cout de pose de canalisation de l'adduction

Tableau IX .4: Estimation du cout de pose de canalisation de l'adduction

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
1) déblai en terrain	m3	20803.6	300	6061080
2) lit de sable	m3	960.168	800	768134.4
3) remblaiement de la tranchée	m3	12534.5	200	2506900
4) TubeØ1600	m/l	710	27000	19170000
5) TubeØ1600	m/l	2927	27000	79029000
TOTAL 1 (HT)				226882847
TVA 1 (17%)				38570084
Montant TTC 1				26542931

IX.3.2. Estimation du cout du réseau de distribution

Tableau IX .5:Factures pro-forma des pièces du réseau distribution

<i>Diamètre nominal (mm)</i>	Longueur (m)	Prix (DA)	Transport (DA)	Prix Total (DA)	Matériaux des conduites
1500	2200	27000	5000	48620600	Fonte
1250	3025	18987	5000	57440675	Fonte
800	2,360	11214	3500	26468540	Fonte
600	4830	9651.3	2000	46617779	Fonte
500	5 790	7874	1250	45591710	fonte
400	7035	7874.13	1250	55395754.55	PEHD
300	7520	5780.37	832.33	43469214.73	PEHD
250	2610	4648.36	833.33	12133052.93	PEHD
200	6330	3678.34	832.33	23284724.53	PEHD
150	615	2987.33	525	1837732.95	PEHD
				459063783.7	

Tableau IX.6. Coût des travaux de terrassement.

Conduites	Unités de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	M ₃	76943.6	1000	76943600
Pose du lit de sable	M ₃	9446.4	1100	10391040
Remblai de la tranchée	M ₃	54461.6	600	32676960
Evacuation de terres excédentaires à la décharge	M ₃	22481.9	500	11240950
TOTAL (DA)				131252550

IX.4.devis du réseau d'irrigation localisé

Tableau IX .7:Equipement interne des parcelles d'irrigation localisée

Caractéristique d'appareil	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Total DA
Goutteurs Type A pour Agrumes débit 4 l/h	u	15504	31	480624
Porte rampe en polyéthylène DN 75	ml	310	36	363
Conduite tertièrè	ml	205	200	41200
Rampe porte goutteurs DN 16	ml	410	50	20465
Tota : 481652 DA				

IX.5 .Devis estimatif et quantitatif des vannes (fourniture, transport et pose) :

Tableau VIII.8 Devis estimatif et quantitatif des vannes (fourniture, transport et pose)

Vannes	Unité	Quantité	prix unitaire (DA)	prix total(DA)
Vanne D=125mm	U	3	13150	39450
Vanne D=150mm	U	4	14000	56000
Vanne D=200mm	U	12	18000	216000
Vanne D=250mm	U	6	20300	121800
Vanne D=300mm	U	7	24000	168000
Vanne D=400mm	U	11	42800	470800
Vanne D=500mm	U	7	105288	737016
Vanne D=600mm	U	10	600000	6000000
Vanne D=800mm	U	9	1200000	10800000
Vanne D=1000mm	U	3	1800000	5400000
vanne D=1250mm	U	1	1800000	1800000
vanne D=1500mm	U	3	1800000	5400000
vanne D=1600mm	U	1	1800000	1800000
	Total	77		33009066

IX.6. Estimation du cout de la station de pompage

Tableau IX.9: Estimation de cout de station de pompage

Désignation des travaux	unités	Quantités	prix unitaire	Montant HT (DA)
Travaux de Terrassement				
décapage de terre	M ³	70	250	17500
déblai fouilles	M ³	82.12	400	32848
remblai compacté	M ³	10.29	450	4630,5
herussonage	M ³	15	400	6000
Béton de Proprété				
B.P sous semelles	M ³	1.7	12000	20400
B.P sous ceinture	M ³	2.01	12000	24120
Béton Armé				
B.A semelles	M ³	4.2	25000	105000
B.A Demi-poteaux	M ³	1.88	25000	47000
B.A ceinture	M ³	6.03	25000	150000
B.A longrine	M ³	6.03	25000	150000
B.A pontaux	M ³	7.56	25000	189000
B.A poutrelles	M ³	12.5	25000	312500
B.A dalle	M ³	75	25000	1875000
B.A Chappe	M ³	9	25000	225000
Maçonnerie				
Ordis	U	450	40	18000
briques	U	1118	20	22360
TOTAL 2(HT)				3158998.5
TVA 2 (17%)				537029.74
Montant TTC 2				3696028.25

IX .7. Devis estimatif de projet :

Le devis des différentes opérations sont comme suit :

- 1-Devis de l'adduction (Montant TTC 1=26542931 DA)
- 2- Devis du réseau de distribution (Montant TTC 2=590316337 DA)
- 3- devis du réseau d'irrigation localisée (Montant TTC 3=481652 DA)
- 4- Devis estimatif et quantitatif des vannes (fourniture, transport et pose) :
((Montant TTC 4=33009066 DA)
- 5- Estimation de cout de deux stations de pompage((Montant TTC4=3696028.25 DA)

Donc le devis total du projet de M'lita est estimé à

Devis total= 4.776.076.452 DA

Conclusion

Dans notre travail on a déterminé le devis général de l'adduction et le réseau de distribution, en premier lieu nous avons fait une étude quantitative des volumes des travaux. Comme deuxième étape nous avons estimé le cout de projet qui est de **4.776.076.452** DA. Il est élevé mais on doit noter que ce réseau est rentable à moyen terme

Conclusion générale

Au terme de ce mémoire, où nous avons élaboré une étude sur la réutilisation des eaux usées en irrigation, dans le périmètre de M'lita -Tlelat, ceci à partir de la station d'épuration El-Kerma dans la wilaya d'Oran, le périmètre couvre une superficie de 2030 ha.

A partir des études réalisées pour le périmètre de M'lita, on peut révéler les points suivants :

- La région est caractérisée par un climat semi-aride à pluviométrie insuffisante et irrégulière ce qui démontre la nécessité de l'irrigation.
- L'analyse du sol montre que le périmètre est dominé par des sols à texture sableux-limoneux, présentant quelques potentialités de mise en valeur.
- Nous tenons compte l'aptitude cultural et l'occupation du sol, nous avons abordé le calcul des besoins en eau sur la base de la définition du bilan hydrique et ces composante.
 - Le réseau d'adduction projeté est mixte avec un refoulement par pompage et une desserte Gravitaire.
- Nous avons équipé les parcelles par un réseau d'irrigation goutte à goutte, cette méthode d'irrigation moderne économisent en grande partie l'eau et facilitent le travail de l'agriculteur.

Cependant, on doit insister sur le fait que les analyses des eaux usées épurées, doivent subir un contrôle de qualité systématique pour qu'elles soient aptes à être utilisées en irrigation.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

[1] - ONA .’’La réutilisation des eaux usées épurées’’ Les arrêtés interministériels publiés en Janvier 2012 par le ministère des ressources en eau

[2] -CONDOM, M.LEFEBVRE, L.VANDOME. La réutilisation des eaux usées traitées en méditerranée : retour d’expérience et aide à l’élaboration de projets, plan bleu, 11-25 (2012).

[3]- FAO. L'irrigation avec des eaux usées traitées : Manuel d'utilisation, p 73 (2003).

[4] -RÉUTILISATION DES EAUX USÉES Intérêt, bénéfices et contraintes de la réutilisation des eaux usées en France

ANNEXE

Annexe 1

Valeurs minimales et maximales de Z pour diverses cultures

Cultures	z (m)
Tomates	1 - 1,2
Cultures maraichères	0,3 - 0,6
Agrumes	1 - 1,2
Arbres fruitiers à feuilles caduques	1 - 2
Vigne	1 - 3

Annexes 2

Caractéristiques hydriques de quelques sols

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