

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-
DEPARTEMENT D'IRRIGATION ET DRAINAGE
MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique
Option: IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME DU PROJET :

**L'IRRIGATION DU PERIMETRE DE RAS EL MA DE 200HA A
PARTIRE DE LA STEP DE RAS EL MA DANS LA
WILAYA DE SIDI BEL ABBES**

PRESENTE PAR :

Mr.: GHALEM Fayçal

Devant les membres du jury

Nom et prénom	Grade	Qualité
AZIBE Makhlof	Professeur	Président
BOUZIANE Omar	MAA	Examineur
MAZOUZI Sabra	MAA	Examinatrice
BENKACI ALI Tarek	MCB	Examineur
AZIEZ Ouahiba	MAA	Encadrante

Septembre– 2018



DÉDICACE

Je dédie mon mémoire de fin d'étude a ma famille et
particulièrement à mes parents qui m'ont inculque les
vertus du travail et de la droiture dans le devoir comme
dans la vie courante



REMERCIEMENT

Si je suis là aujourd'hui, c'est grâce à Dieu tout puissant, je le remercie de m'avoir guidé, éclairé mon chemin et de m'avoir permis de réaliser ce modeste travail.

Je tiens ensuite à remercier mes parents, ma sœur et mon frère pour le soutien inconditionnel dont ils ont fait preuve depuis que mon projet professionnel est défini. Merci pour le soutien financier, moral, psychologique et matériel. Si je suis ici aujourd'hui, c'est grâce à vous !

Je tiens à exprimer ici mes plus sincères remerciements à ma directrice de mémoire, Madame Azieze. Ouahiba, pour la confiance qu'elle m'accordée, sa disponibilité et sa patiente inconditionnelle, tout le temps qu'elle a consacré à la direction de ce travail. C'est grâce à son soutien que j'ai pu mener ce travail à terme.

Nous tenons également à remercier messieurs les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de siéger à notre soutenance.

Je remercie également toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont participé à l'élaboration de ce mémoire.

Enfin, je remercie mes amis et camarades de promotion

GHALEM FAYCAL

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE.....	1
I. CHAPITRE: Présentation générale de la zone d'étude	2
I.1 Introduction	2
I.2 Différentes caractéristiques	2
I.2.1 caractéristiques géographiques.....	2
I.2.2 caractéristiques topographiques	4
I.2.3 caractéristiques géologiques.....	4
I.2.4 caractéristiques Climatiques.....	5
I.3. réseau Hydrographique	9
I.4.Classification du climat.....	10
I.4.1.Indice de Martonne	10
I.4.2.Classification du climat selon le diagramme d'Emberger	11
I.4.3.diagramme ombro-thermique :.....	12
I.5 Conclusion :	13
II. CHAPITRE: Etude Agro-Pédologique	14
II.1 Introduction :.....	14
II.2 Les sols peu évolués :	14
II.2.1 Caractères morphologiques.....	14
II.2.2 Sous classe : d'origine non climatique :	15
II.2.3 Groupe : D'apport Alluvial.....	15
II.2.4 Sous groupe : Modal Sur alluvions récentes.....	15
II.2.5Profil : n° 01.....	15
II.3 Les sols calcimagnésiques carbonatés bruns calcaires à encroûtements :	17
II.3.1 Caractères morphologiques :	17
II.3.2 La sous classe.....	18
II.3.3 Groupe : Bruns calcaires	18

II.3.4 Profil 02.....	18
II.4 Caractéristique Physique Du sole	19
II.4.1 La perméabilité :	19
II.4.2 La densité apparente (da) réelle (dr) et porosité totale (P) :	20
II.4.3.Réserve en eau facilement utilisable (RFU)	20
II.5 Aptitudes culturales ou fertilité:	21
II.5.1 Carte d'aptitude culturelle :	22
II.5.2 Cultures proposées :.....	22
II.6 Conclusion :	23
III. Chapitre Caractéristiques de la STEP	24
III.1 Localisation de la STEP :	24
III.2 Analyse phisiquo-chimique des eau entre a la station de Ras El Ma :.....	25
III.2.1 Effets des sels et du sodium sur les plantes et sur les sols	28
III.3 Norme de qualité des eaux usées épures aptes à la réutilisation (normes OMS, FAO).....	28
III.3.1 L'origine des effluents à traiter :	29
III.4 Analyse physico-chimiques des eaux épurées de la Lagune de la commune RAS EL MA :.....	31
III.4.1 Introduction	31
III.4.2 La Salinité et dureté des eaux de la Lagune de RAS EL MA :	32
III.5 Conclusion :.....	33
III.5.1 Recommandation :.....	34
IV. Chapitre Etude hydrologique.....	38
IV.1.Introduction :	38
IV.2.Etude de la précipitation annuelle :.....	38
IV.3.Homogénéité de la série pluviométrique :.....	38
IV.3.1 Détermination des paramétre W_X et W_Y :.....	41
IV.3.2 Calcule de la moyenne et la variance et de ϵ :.....	41
IV.4.Etude des pluies moyennes mensuelles et annuelles :.....	41

IV.5.Ajustement statistique des pluies :	44
IV .5.1.Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale.....	44
IV .5.2.Ajustement à la loi Gausso logarithmique :	45
IV .5.3.Test de validité d'un ajustement.....	46
IV .6.Détermination de l'année de calcul	48
IV.7.Conclusion :	49
V. Chapitre Les besoins en eaux des cultures.....	50
V.1 Introduction :	50
V.2 L'évapotranspiration potentielle de référence (ETo)	50
V.2.1 Calcul de l'évapotranspiration de référence (ET0) par la formule Penman-Monteith	51
V.3 L'évapotranspiration maximale (ETM ou ETc).....	52
V.3.1 Les données liées à la culture	52
V.4 Efficience de l'irrigation	53
V.5 La pluie efficace :	53
V.6 Définition des besoins en eau d'irrigation nette d'une culture	55
V.6.1 Calcul des besoins en eau d'irrigation des cultures	55
V.6.2 Calcul du débit spécifique	55
V.7 Occupation des sols :	56
V.8 Assolements des cultures	56
V.9 Estimation des besoins en eau des cultures :	57
V.10 Calcul des besoins en eau pour les Assolements 1 et 2 :.....	68
V.11 Evaluation du débit caractéristique.....	70
V.12 Estimation des besoins en eau totaux du secteur	70
V.13 Les disponibilités des ressources en eaux usées domestiques	71
V.14 Conclusion	71
VI. Chapitre : Etude du système d'adduction.....	72
VI-1) Introduction	72
VI.2 Organisation du périmètre	72

VI.2.1 Ilots d'irrigation.....	72
VI.2.2 Rôle et fonction des bornes d'irrigation.....	72
VI.2.3 Modalités de distribution.....	73
VI.2.4 Calcul du débit aux bornes :.....	73
VI.2.5 Choix du diamètre de la borne	74
VI.2.6 Conclusion.....	75
VI.3 Schéma de distribution	75
VI.4 Adduction par refoulement (SP-réservoir de distribution).....	75
VI.5 Caractéristique de la conduite de refoulement	75
VI.5.1 Calcul du diamètre économique	76
VI.5.2 Calcul de la hauteur géométrique :.....	76
VI.5.3 Calcul des pertes de charge totales :.....	77
VI.5.4 Calcul des frais d'exploitations :.....	78
VI.5.5 Calcul frais d'amortissement :.....	79
IV.5.6 Choix du diamètre économique :	80
VI-6) Dimensionnement de la station de pompage :.....	81
VI.6.1 Choix de type et de nombre de pompe pour la station de pompage (SP) .	81
VI.6.2 Les critères à respecter dans le choix :.....	81
VI.6.3 Choix des pompes de secours :	82
VI.6.4 Vérification du risque de la cavitation	82
VI.6.5 Choix du moteur électrique :.....	84
VI.6.7 Choix de l'équipement en amont et en aval des pompes :	84
VI.7 Bâtiment de la station de pompage :	87
VI.7.1 Types des bâtiments des stations de pompage :.....	87
VI.7.2 Construction du bâtiment :	87
VI.7.3 Choix du type de bâtiment :	87
VI.7.4 Dimensionnement du bâtiment de la station pompage.....	88
VI.8 Dimensionnement du réservoir de distribution	89
VI.9 Dimensionnement du réseau de distribution	90

VI.9.1	Caractéristiques des conduites du réseau de distribution gravitaire.....	90
VI.9.2	Vitesses admissibles	90
VI.9.3	Choix du matériau des conduites :	90
VI.9.4	Caractéristiques des canalisations	91
VI.9.5	Calcul des diamètres.....	91
VI.10	Conclusion.....	95
VII.	Chapitre : Dimensionnement a la parcelle	97
VII.1	Introduction :.....	97
VII.2	Les procédés d'irrigation :	97
VII.2.1	Irrigation par aspersion :	97
VII.2.2	Irrigation goutte à goutte (Micro-irrigation) :	98
VII.3	Analyse des différents modes d'irrigation :	98
VII.3.1	Irrigation par aspersion :	98
VII.3.2	Irrigation goutte à goutte :	99
VII.4	Dimensionnement d'un réseau d'irrigation Goutte à goutte.....	99
VII.4.1	Données générales	99
VII.4.2	Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée	100
VII.4.3	Calculs hydrauliques	103
VII.4.4	Dimensionnement des canalisations du réseau	104
VII.4.5	Calcul de la pression d'eau à la borne de distribution	108
VII.5	Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion	108
VII.5.1	Données générales	109
VII.5.1.1	Choix de la culture :	109
VII.5.1.2	Choix des parcelles et de l'ilot :	109
VII.5.1.3	Dose pratique :RFU : elle est calculée comme suit :	109
VII.5.2	Dimensionnement théorique	110
VII.5.2.1	Calcul du diamètre de l'ajutage	110
VII.5.2.2	Calcul de la portée du jet (L)	110
VII.5.3	Dimensionnement hydrauliques des rampes :.....	113

VII.5.4 Calcul de la pression en tête du réseau	115
VII.6.Conclusion	116
VIII. Chapitre : Etude économique	117
VIII.1 Introduction	117
VIII.2 Différents travaux à entreprendre	117
VIII.2.1 Réseau de distribution et conduite de refoulement :.....	117
VIII.2.2 Ouvrages hydrotechniques :	117
VIII.3 Facture des différents types de conduites du réseau de distribution et conduite de refoulement.....	117
VIII.4 estimation des frais des travaux sur le réseau et la conduite de refoulement :	119
VIII.4.1 Calcul des volumes de déblais et remblais	119
VIII.4.2 Volume du déblaiement.....	120
VIII.4.3 Volume de remblais.....	120
VIII.4.4 Volume de sable	120
VIII.4.5 Calcul des différents volumes.....	121
VIII.4.5 Estimation du cout total de l'instalation du réseau.....	121
VIII.5 Frais des travaux sur le réservoir.....	122
VIII.5.1 Terrassement.....	123
VIII.5.2 Bétonnage	124
VIII.5.3 Enduit et peinture.....	124
VIII.6. Devis pour la station de pompage.....	125
VIII.6.1 Volume des travaux.....	126
VIII.7 Estimation du coût total du projet.....	128
VIII.8 Conclusion	129
CONCLUSION GENERALE.....	131
BIBLIOGRAPHIE	131

LISTE DES FIGURES

FIGURE I-1 SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE DE LA W.SIDI BEL ABBES	3
FIGURE I-2 SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE DE LA VILLE DE RAS EL MA (W.SIDI BEL ABBES).....	4
FIGURE I-3: TEMPERATURES MOYENNES INTERANNUELLES.....	6
FIGURE I-4: HISTOGRAMME DES PLUVIOMETRIES MOYENNES MENSUELLES.....	7
FIGURE I-5: EXTRAIT DE LA CARTE PLUVIOMETRIQUE	7
FIGURE I-7: DIAGRAMME BIOCLIMATIQUE D'EMBERGER.....	12
FIGURE I-8: DIAGRAMME OMBRO-THERMIQUE.....	13
FIGURE I-6: IMAGE SATELLITAIRE DE STEP DE COMMUNE KAIS.....	24
FIGURE III-1 : DIAGRAMME DE RIVERSIDE, D'APRES L 'US SALINITY LABORATORY STAFF (1954).....	33
FIGURE IV-1: AJUSTEMENT DES PLUIES ANNUELLES A LA LOI NORMAL (GAUSS).....	44
FIGURE IV-2 : AJUSTEMENT DES PLUIES ANNUELLES A LA LOI LOG-NORMAL (GALTON).....	46
FIGURE V-1 : CALCUL DE L 'ET0 ENTRES DANS LE CROPWAT	52
FIGURE V-2 : CALCUL DE LA PLUIE EFFICACE PAR LE CROPWAT.....	54
FIGURE VI-1 : RESULTATS DE L 'ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE	80
FIGURE VI-2 : COURBES CARACTERISTIQUES DE LA POMPE	82
FIGURE VI-3 : GRAPHE DES COURBES DE LA ZONE DE CAVITATION.....	83
FIGURE VI-4 : SCHEMA INDICATIF DE L 'EQUIPEMENT EN AMONT DE LA POMPE	85
FIGURE VI-5 : SCHEMA INDICATIF DE L 'EQUIPEMENT EN AVAL DE LA POMPE	86
FIGURE VIII-1 SCHEMA EXPLICATIF DE LA STATION DE POMPAGE.....	126

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU I-1:MOYENNES MENSUELLES DES TEMPERATURES (°C).....	5
TABLEAU I-2 : REPARTITION PLUVIOMETRIQUE MENSUELLE DE LA STATION D'AIN MIMOUN (PERIODE 1969-2010).	6
TABLEAU I-3EVAPOTRANSPIRATION POTENTIELLE (ETP) ANNUELLE MOYENNE DE LA REGION..	8
TABLEAU I-4VITESSE MOYENNE DE VENT.....	8
TABLEAU I-5HUMIDITE RELATIVE	9
LA QUANTITE D'HEURES D'ENSOLEILLEMENT DANS LA REGION EST ASSEZ ELEVEE, L'ENSOLEILLEMENT ANNUEL TOTAL EST DE 2718 HEURES. LES MOIS LES PLUS ENSOLEILLES SONT CEUX DE L'ETE (JUN, JUILLET ET AOUT). TABLEAU I-6:L'INSOLATION MOYENNE PAR MOIS.....	9
TABLEAU I-7 : CLASSIFICATION DU CLIMAT SELON DE MARTONNE.....	10
TABLEAU II-1 : CARACTERISTIQUE DU PROFILE N°1	17
TABLEAU II-2 :CARACTERISTIQUE DU PROFILE N°2.....	19
TABLEAU II-3:RESULTATS DES DEUX ESSAIS DE LA PERMEABILITE ET LEUR MOYENNES PAR STATION.	19
TABLEAU II-4:COMPARAISON DES RESULTATS DE PERMEABILITE.	20
TABLEAU II-5 : LES VALEURS DES DENSITES APPARENT (DA) REEL (DR) ET POROSITE(P).....	20
TABLEAU II-6 : LES VALEURS DE PF ET DE RFU PAR CLASSE DE PROFONDEUR.	21
TABLEAU II-7 : SIGNIFICATION DES SYMBOLES DES APTITUDES CULTURALE:.....	22
TABLEAU II-8 : GAMME DE CULTURES PROPOSEES A LA ZONE D'ETUDE.....	22
TABLEAU III-1 : CONCENTRATION MAXIMALE EN ELEMENTS TRACES RECOMMANDES POUR LES EAUX D'IRRIGATION (AYERS ET WESTTOT, 1985).....	25
TABLEAU III-2 : CLASSIFICATION DES EAUX D'IRRIGATION	25
TABLEAU III-3 : SEUILS DES BRULURES PAR LES NA CL.....	26
TABLEAU III-4:CONCENTRATION MAXIMALE EN BORE DANS L'EAU D'ARROSAGE	26
TABLEAU III-5 : DIRECTIVES POUR L'INTERPRETATION DE LA QUALITE DE L'EAU POUR L'IRRIGATION	28
TABLEAU III-6 : LES PARAMETRES REGLEMENTANT DES REJETS	29
TABLEAU III-7 : RESULTATS DES ANALYSES MICROBIOLOGIQUES.....	29
TABLEAU III-8 : RESULTATS D'ANALYSES PHYSICO- CHIMIQUES	30
TABLEAU III-9 : RESULTATS DES ANALYSES DES PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES	31
TABLEAU IV-1 : PARAMETRES DES STATIONS CLIMATIQUES (ANRH)	38
TABLEAU IV-2 : DETAIL DE CALCUL D'HOMOGENEITE DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE A LA STATION DE REFERENCE (11-01-16)	40

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU IV-3 : PLUIES MOYENNES MENSUELLES ET ANNUELLES DE LA STATION DE REFERENCE (11-01-16) DE RAS EL MA	43
TABLEAU IV-4 : RESULTAT DE KHI CARRE PAR LE LOGICIEL HYFRAN POUR LA LOI NORMAL .	45
TABLEAU IV-5 : RESULTAT DE KHI CARRE PAR LE LOGICIEL HYDRAN POUR LA LOI LOG- NORMAL	46
TABLEAU IV-6 : AJUSTEMENT A LA LOI LOG-NORMAL (GALTON)	48
TABLEAU IV-7 : AJUSTEMENT A LA LOI LOG-NORMAL (GALTON)	48
TABLEAU IV-8 : PLUVIOMETRIE MOYENNE POUR CHAQUE MOIS EN (MM)	49
TABLEAU V-1 : PRECIPITATION EFFICACE DANS LA ZONE D'ETUDE.	55
TABLEAU V-2 : SCENARIOS D'OCCUPATION DU SOL PAR L'ENSEMBLE DE L'EXPLOITATION DU PERIMETRE	56
TABLEAU V-3 : ASSOLEMENT PROPOSE POUR LE PERIMETRE DE RAS EL MA.....	57
TABLEAU V-4 :BESOINS EN EAU DES CEREALES (BLE):.....	58
TABLEAU V-5 :BESOINS EN EAU DE MAIS :	59
TABLEAU V-6 :BESOINS EN EAU D'ORGE :.....	60
TABLEAU V-7 :BESOINS EN EAU DE LUZERNE:	61
TABLEAU V-8 : BESOINS EN EAU DU VESCE :.....	62
TABLEAU V-9 : BESOINS EN EAU DE L'AVOINE :	63
TABLEAU V-10 : BESOINS EN EAU DE SORGHO :.....	64
TABLEAU V-11 : BESOINS EN EAU DES OLIVIERS :	64
TABLEAU V-12 : BESOINS EN EAU DES POMMIERS :	65
TABLEAU V-13 : BESOINS EN EAU DES AMANDIERS :.....	67
TABLEAU V-14 :RECAPITULATIF DES BESOINS POUR L'ASSOLEMENT 1.....	68
TABLEAU V-15 :RECAPITULATIF DES BESOINS POUR L'ASSOLEMENT 2.....	68
TABLEAU V-16 :DEBIT SPECIFIQUE DES CULTURES LES PLUS EXIGENT	69
TABLEAU V-17 : BESOIN EN EAU D'IRRIGATION DES CULTURES DU 1ER ASSOLEMENT	70
TABLEAU V-18 :BESOIN EN EAU D'IRRIGATION DES CULTURES DU 1ER ASSOLEMENT	70
TABLEAU V-19 : ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX USEES DE RAS EL MA	71
TABLEAU VI-1:CHOIX DU DIAMETRE DE LA BORNE.....	74
TABLEAU VI-2 : CALCUL DES DEBITS DES ILOTS ET CHOIX DU DIAMETRE DE LA BORNE.	74
TABLEAU VI-3 : CARACTERISTIQUES DU BASSIN DE REGULATION	75
TABLEAU VI-4 : CALCUL DE LA HMT POUR DIVERS DIAMETRES DE LA CONDUITE	77
TABLEAU VI-5 : CALCUL DES DEPENSES ENERGETIQUES ANNUELLES EN FONCTION DES DIAMETRES.....	79

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU VI-6 : CALCUL DU PRIX DE REVIENT DES DIAMETRES DE LA CONDUITE.....	80
TABLEAU VI-7 : CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT	80
TABLEAU VI-8 : LES CARACTERISTIQUES DU MOTEUR.	84
TABLEAU VI-9 : LES DIMENSIONS DES EQUIPEMENTS AVAL INSTALLE.....	86
TABLEAU VI-10 :CHOIX DU TYPE DE BATIMENT	87
TABLEAU VI-11 : DIMENSIONS DU RESERVOIR DE STOCKAGE PROJETE.....	90
TABLEAU VI-12 : PARAMETRES DE PERTES DE CHARGE DE LA LOI DE LECHAPT-CALMON.....	92
TABLEAU VI-13: RESULTATS DE CALCUL (VITESSE, PERTE DE CHARGE).....	93
TABLEAU VI-14 : PRESSION AU BORNE	95
TABLEAU VII-1 :CALCUL DE DIAMETRE DE LA RAMPE.....	106
TABLEAU VII-2 :CALCUL DE DIAMETRE DE LA PORTE RAMPE	107
TABLEAU VII-3CALCUL DE DIAMETRE DES CONDUITES TERTIAIRES	107
TABLEAU VII-4RECAPITULATIF DES CALCULS HYDRAULIQUES.	108
TABLEAU VIII-1 : FACTURE DES DIFFERENTS TYPES DE CONDUITES DU RESEAU DE DISTRIBUTION.....	118
TABLEAU VIII-2FOURNITURE DE POSE DE PIECES SPECIALES.	119
TABLEAU VIII-3 :QUANTITE DES TRAVAUX DE TERRASSEMENT.	121
TABLEAU VIII-4 :COUT DES TRAVAUX DE TERRASSEMENT.	121
TABLEAU VIII-5 :COUT DES TRAVAUX DE REALISATION DU RESERVOIR DE 1700M ³	125
TABLEAU VIII-6 :ESTIMATION DE COUT DE LA STATIONS DE POMPAGE.	128

LISTE DES PLANCHES

Liste des planches

Planche N°1 : Plant de projection du réseau de distribution

Planche N°2 : Plan d'occupation du sol

Planche N°3 : Profile en long de conduite de refoulement

Planche N°4 : schéma descriptif pour la parcelle irriguer par le système goutte a goutte

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La situation de l'agriculture Algérienne est très difficile, la production agricole n'a que peu augmenté et son poids sur l'économie a diminué considérablement. Les ressources en eau sont relativement limitées et se réduisent progressivement, une portion importante de la superficie irrigable n'est pas actuellement suffisamment approvisionnée en eau pour permettre des cultures riches ou délicates.

Face à l'augmentation prévisible de la superficie des terres irriguées en Algérie, le problème de la disponibilité et de la gestion de l'eau d'irrigation devient de plus en plus crucial et puisque l'agriculture est un domaine d'où la consommation d'eau est très importante alors il est nécessaire de retrouver des solutions efficaces, et moins coûteuses .

Le présent projet d'étude a pour objet la création d'aires d'irrigation d'une superficie de 200 ha à partir des eaux épurées de la STEP de Ras El Ma située dans la Wilaya de Sidi Bel Abbès. Le Projet d'aménagement hydro-agricole dans la Wilaya de Sidi Bel Abbès, qui s'articule autour de la création des périmètres irrigués à partir des eaux usées traitées de la STEP de Ras El Ma entre dans le cadre de la politique de développement socio-économique durable entreprise par le gouvernement algérien.

Pour bien mener cette étude, nous avons scindé notre travail en huit chapitres à savoir : Le premier chapitre qui est une description de la zone d'étude ensuite dans le deuxième et le troisième chapitres il a été question de détailler l'ensemble des différentes ressources en sol et en eau disponibles, après nous avons bien, détaillé les propriétés de la lagune dans le quatrième chapitre.

Viens alors le cinquième chapitre où on a calculé les besoins en eau des cultures ce qui va nous aider à dimensionner le système d'adduction dans le sixième chapitre. Par la suite on est passé au choix et dimensionnement du système d'irrigation qui nous convient dans le septième chapitre, Enfin pour terminer une estimation du coût du projet a été faite

CHAPITRE I :.....Présentation générale de la zone d'étude

I. CHAPITRE: Présentation générale de la zone d'étude

I.1 Introduction

La présentation de la zone est nécessaire Avant tout projet d'irrigation pour connaître toutes les caractéristiques du site, donc dans ce chapitre on a essayé de faire une présentation détaillée de notre zone d'étude, du point de vue situation géographique, caractéristiques climatiques, et socio-économiques etc.

I.2 Caractéristiques géographiques

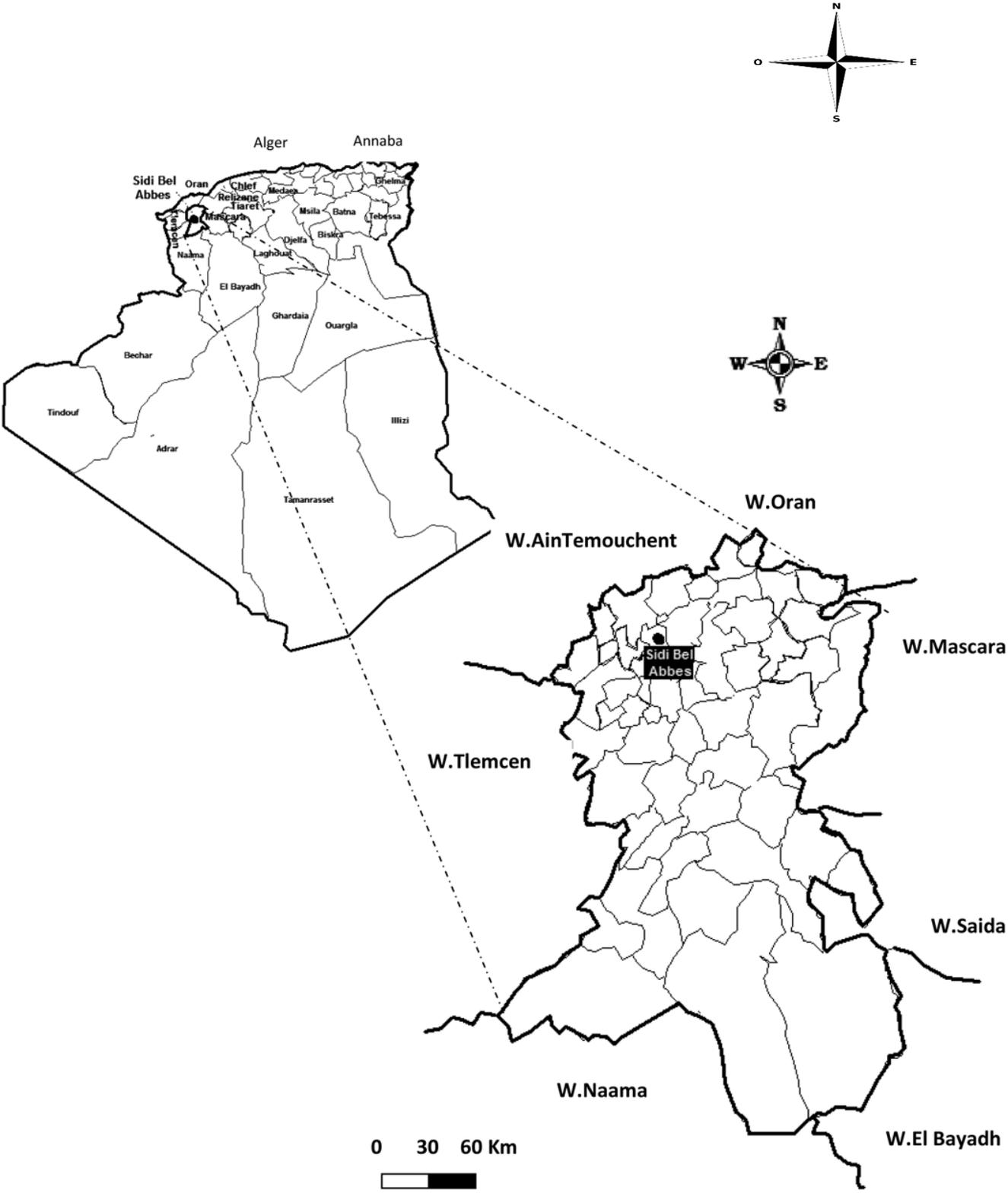
La wilaya de Sidi Bel Abbes, située à l'Ouest de l'Algérie, La Ville se déploie sur les rives de la Mekerra et de Oued Sarno. Elle se situe au centre d'une vaste plaine ondulée de 500m d'altitude moyenne, entre les montes de Tessala au nord et les montes de Daya au sud. A l'est une suite de hauteurs s'étendent jusqu'aux montes qui soutiennent les hauts plateaux alors que a l'ouest se trouvent les massifs de Tlemcen et d'Ain temouchent

La wilaya de SIDI BEL ABBES est subdivisée en 15 daïras avec une administration de base dont 52 communes. La population a été estimée à 18 654 hab. en 2016 assiégée sur une superficie totale de 1 102km².

Du point de vue administratif la wilaya de Sidi Bel Abbes est limitée par :

- La wilaya d'Oran au Nord
- La wilaya de Mascara au Nord-est
- La wilaya d'Ain Temouchent au Nord-Ouest.
- La wilaya de Tlemcen Ouest par.
- Les wilayas de Mascara et Saida par l'est
- Les wilayas de Naama et Bayad au sud
- La wilaya de Saida à l'est

CHAPITRE I :.....Présentation générale de la zone d'étude



Données cartographiques ©2017 Google Algérie Conditions Envoyer des commentaires 20 km

Figure I-1 Situation géographique de la commune de la w.Sidi Bel Abbas

CHAPITRE I :.....Présentation générale de la zone d'étude

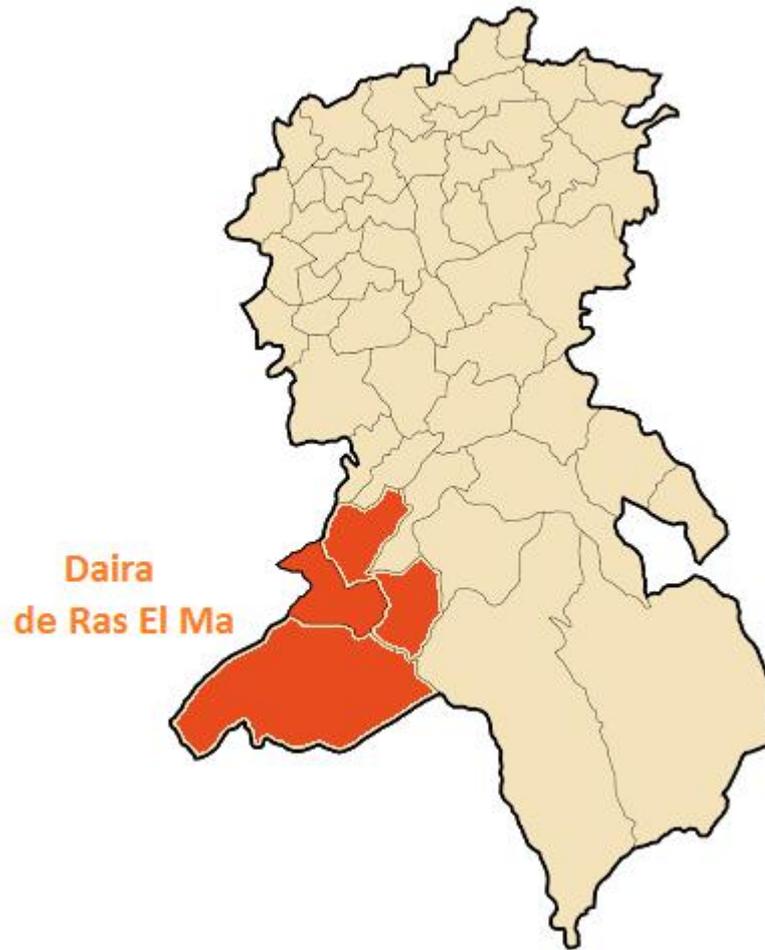


Figure.I-2 Situation géographique de la commune de la ville de Ras El Ma (w.Sidi Bel Abbès)

I.3 Caractéristiques topographiques

La zone d'étude fait partie des hauts plateaux située au Sud /Ouest de la wilaya, elle est traversée par l'Oued de Ras El Ma qui passe à côté de la STEP et représente un milieu récepteur des eaux usées épurées, ce dernier déverse en aval dans Oued Mekerra. En général le périmètre est moyennement plat avec une très faible pente varie entre 0.4% et 3.0 %.

I.4 Caractéristiques géologiques

Le périmètre est caractérisé par une seule unité géologique composé du quaternaire à dominance de calcaire. Il couvre une très vaste surface de (60%) de la surface totale de la région avec une épaisseur assez limitée.

Les principales formes de relief observées dans la vallée de Mekerra sont les suivantes :

- Les terrasses actuelles : elles sont situées dans les lits majeurs des oueds et sont constituées de matériaux grossiers, caillouteux à éléments arrondis.
- Les terrasses récentes : leur pente ne dépasse guère 1%. On y trouve des sols Iso humiques et des sols calcimagnésiques.

CHAPITRE I :.....Présentation générale de la zone d'étude

- Les terrasses anciennes : elles sont situées légèrement plus haut que les précédentes et leur pente reste toujours faible 1 à 2%. Les sols qui s'y sont formés, sont les sols à sesquioxydes de fer et les sols calcimagnésiques.
- Les glacis : les terrasses suscitées, sont raccordées aux montagnes et aux collines par des glacis, dont la pente ne dépasse pas 3%. Ces glacis sont parfois parcourus par des ravineaux très faiblement marqués et deviennent nuls en bas de pente.

I.2.4 caractéristiques Climatiques

L'étude climatologique est basée sur l'analyse des principaux indices climatiques à savoir la température, l'humidité relative, les gelées, les vents et l'évaporation. Les données climatiques utilisées dans cette étude sont celles obtenues à partir d'une commande faite auprès de l'Office National de la Météorologie. Il s'agit de données moyennes sur une période de dix ans (1999-2008).

La station météorologique retenue comme représentative de la zone d'étude est celle de Saida avec les coordonnées suivantes : Latitude 34°52N Longitude 00° 09E Altitude 750m, le choix de cette station se justifie par :

- Sa situation à proximité des aires d'irrigation de Ras El Ma objets de l'étude, à une altitude proche de celle de la zone d'étude.
- La disponibilité d'un ensemble de données climatiques sur une période récente de dix ans.

a-Température

Tableau I-1: Moyennes mensuelles des températures (°C)

Paramètres	Jan	Fév	Ma rs	Avr il	Mai	Jui n	Juil .	Ao ût	Sep t	Oct .	No v.	Déc .
Températures Minimal (° C)	2.4	3.1	5.4	6.6	10. 8	15. 5	18. 9	18. 9	15. 2	12. 7	6.6	4.1
températures Maximal (° C)	14	15. 2	19	22	26. 5	33	36. 7	36. 1	30. 6	25. 6	17. 3	13. 8
températures Moyenne (° C)	8.2	9.2	12. 2	14. 3	18. 7	24. 2	27. 8	27. 5	22. 9	19. 1	12	9

CHAPITRE I :.....Présentation générale de la zone d'étude

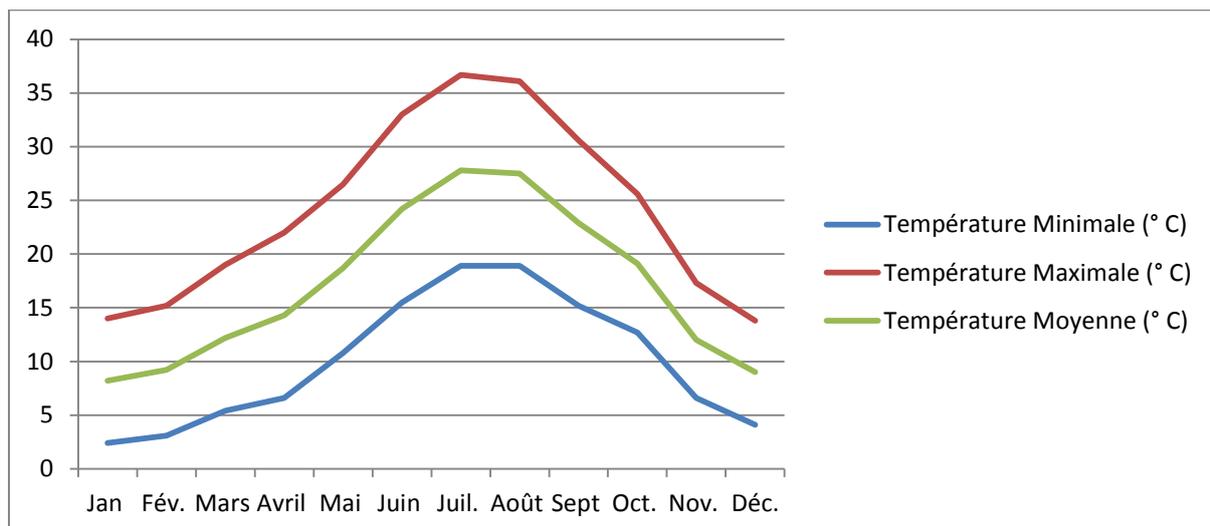


Figure I-3: Températures moyennes interannuelles

L'examen du tableau des températures mensuelles montre que la valeur minimale de la température moyenne de l'air est celle du mois de Janvier avec une température de 8.2 °C. La valeur maximale est obtenue au mois de juillet avec une température moyenne de 27.8 °C ; ce qui veut dire que la zone d'étude connaît des hivers assez froids (rigoureux) et des étés assez chauds.

b-Pluviométrie

L'étude des précipitations est basée sur les données observées aux stations pluviométriques de Ras El Ma : code (11 – 11 – 30).

L'analyse des données pluviométriques mensuelles de la station de Ras El Ma pour la période allant de 1973-2010 met en évidence une répartition mensuelle au-dessus de la moyenne pour huit mois de l'année, exception faite pour les mois de la période estivale (juin, juillet et août) qui se caractérisent par une sécheresse très marquée.

Stations	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mar s	avri l	mai	juin	juil.	aout	annuel
P (mm)	16,5	28,9	46,7	47,5	45,3	43,6	37,1	36,4	20,6	5,9	1,5	2,6	329,3
P(%)	5,0	8,8	14,2	14,4	13,8	13,2	11,3	11,1	6,2	1,8	0,5	0,8	100,0

Tableau I-2 : Répartition pluviométrique mensuelle de la Station d'Ain Mimoun (Période 1969-2010).

(Source ANRH Oran)(1973-2010)

CHAPITRE I :.....Présentation générale de la zone d'étude

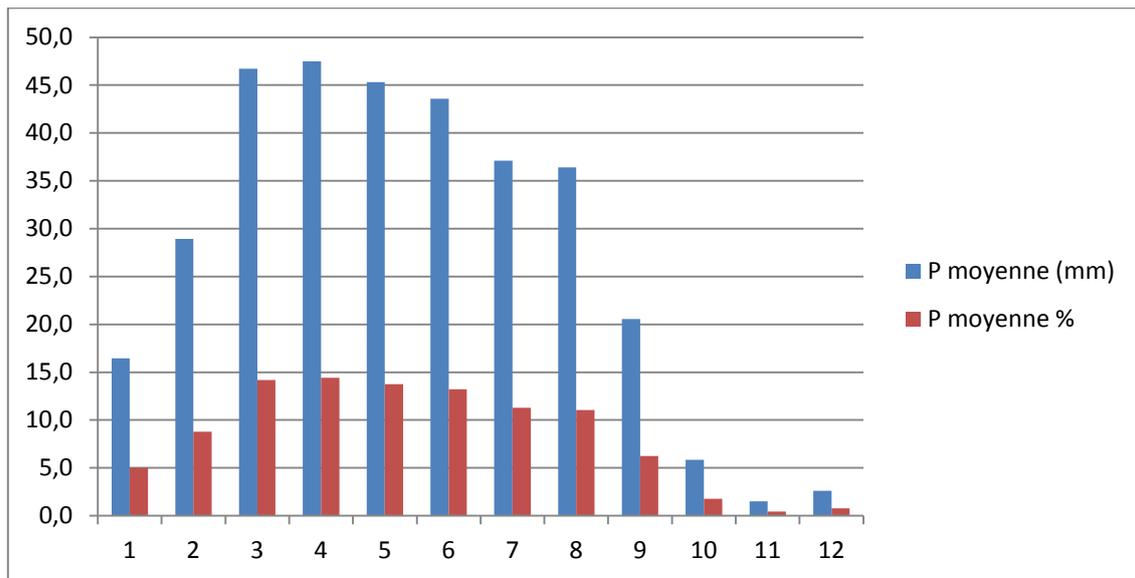


Figure I-4:Histogramme des pluviométries moyennes mensuelles.

L'examen de la répartition mensuelle de la pluie interannuelle, montre que la valeur maximale des précipitations est enregistrée en mois de decembre (47.5 mm) ; la moyenne interannuelle des précipitations est de l'ordre de 329.3 mm.

Nous avons eu de plus recours à la carte pluviométrique de l'Algérie du nord établie par l'ANRH qui donne des intervalles de précipitations annuelles enregistrées sur la période (1922-1960 ; 1969-1989).

Les résultats d'exploitation de cette carte donnent une valeur de pluie moyenne comprise entre 300 et 400 mm sur la région d'étude (Fig. 2) ceci conforte notre valeur obtenu sur la base des données observées à la station de Ras El Ma (329.3 mm) vu qu'elles sont très proches.

CHAPITRE I :.....Présentation générale de la zone d'étude

c-Evapo-transpiration :

Les valeurs les plus élevées se produisent aux mois de juin, juillet et août, ceci signifie que les besoins en eau des cultures seront les plus élevés pendant ces trois mois.

Tableau I-3Evapotranspiration Potentielle (ETP) annuelle moyenne de la Région

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
ETP mm	45	53	89	114	150	198	226	210	140	100	53	40	1418

(Source l'ANRH)

d-.Vents

Il s'agit d'un facteur important pour l'agronome et l'aménagiste, non seulement il permet de choisir le type d'irrigation mais aussi d'arrêter les systèmes de protection du ou des périmètres.

Les valeurs moyennes de la vitesse du vent enregistrées au niveau de la station de Ras El Ma sont présentées dans le tableau ci-dessous

Tableau I-4Vitesse moyenne de vent

Paramètre	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Vitesse m/s	2.9	2.9	3.2	3.3	3.1	3.0	2.9	2.9	2.7	2.8	2.7	2.9

Les vitesses du vent sont relativement faibles et homogènes durant toute l'année. La moyenne mensuelle est de 2,9 m/s ; ceci a priori le périmètre ne nécessitera pas une grande protection.

e-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 un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau. La répartition moyenne mensuelle de l'humidité relative est donnée au tableau ci-dessous

CHAPITRE I :.....Présentation générale de la zone d'étude

Tableau I-5 Humidité relative

Paramètre	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Hr moye %	71	69	65	61	58	45	40	42	56	63	71	74

L'examen de la répartition mensuelle, montre que l'humidité relative est élevée toute l'année (plus de 50%).

Les valeurs maximales sont atteintes durant les mois d'hiver (63 à 74%) lorsque les températures sont minimales ; ce qui montre que nous sommes dans une région aride.

f- La neige :

A Ras El Ma les chutes de neige tombent durant 15 jours à l'altitude de 1040 m, l'enneigement est important, la hauteur varie avec les années, la durée moyenne de l'enneigement est de 8.3 jours. Les quantités d'eau produites par la neige alimentées les oueds et parfois les nappes.

g- Insolation :

La quantité d'heures d'ensoleillement dans la région est assez élevée, l'ensoleillement annuel total est de 2718 heures. Les mois les plus ensoleillés sont ceux de l'été (juin, juillet et Août).

Tableau I-6: L'insolation moyenne par mois

Paramètre	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Insolation (heures)	204.9	193.2	238.7	262.7	282.1	317.8	328.1	310.4	258.2	229.9	185.8	168.9

I.3. réseau Hydrographique

La partie occidentale (Ras El Ma et Redjem Demouche) est drainée vers les plaines du Nord de la wilaya, alors que les parties centrale et orientale manifestent plutôt un écoulement endoréique vers le sud. Les ressources hydrogéologiques sont représentées par les nappes profondes de Ras El Ma et de Sidi Chaib, dont les potentialités sont estimées respectivement à 5 et 2 Mm³/an. Elles sont exploitées par cinq (05) communes sur les six que compte la région.

CHAPITRE I :.....Présentation générale de la zone d'étude

I.4.Classification du climat

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

I.4.1.Indice de Martonne

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

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

Avec :

- I_A : indice climatique.
- P : précipitation moyenne annuelle (mm).
- T : température moyenne annuelle (°C).

Tableau I-7 : Classification du climat selon De Martonne

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

Dans notre cas, nous avons :

$$I_A = \frac{329.3}{17.09 + 10} \approx 12.15$$

$I_A = 8.89$, donc : $10 < I_A \leq 20$

D'où notre climat est sec, on conclue que l'irrigation est souvent indispensable.

I.4.2.Classification du climat selon le diagramme d'Emberger

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

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

CHAPITRE I :.....Présentation générale de la zone d'étude

Avec :

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

Pour : P=329.3 ; M= 36.7°C et m=2.4°C

D' où

$$Q = \frac{2 \times 1000 \times 329.3}{(36.7 + 273)^2 - (2.4 + 273)^2} = 32.81$$

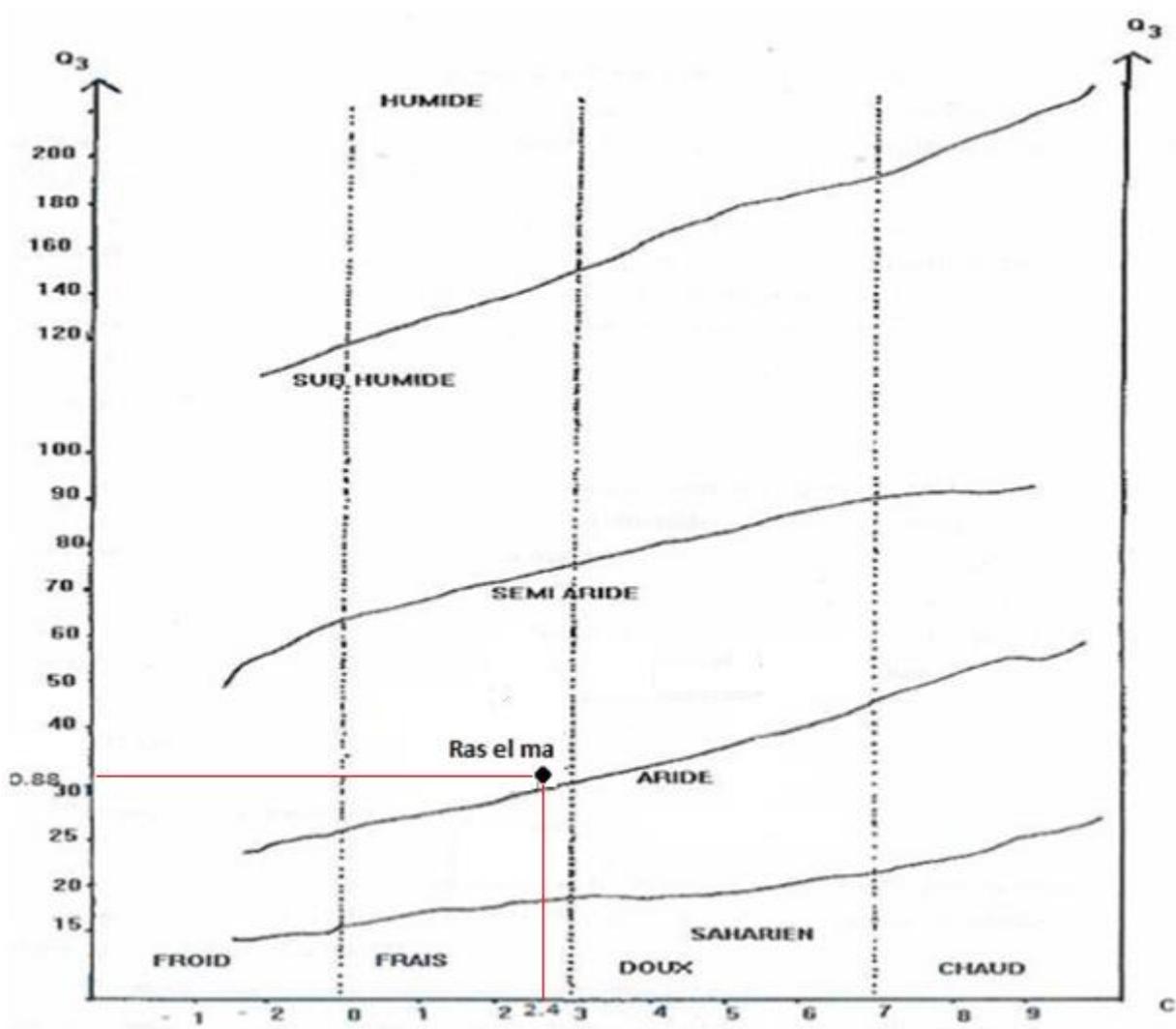


Figure I-7:Diagramme bioclimatique d'Emberger

D'après le diagramme bioclimatique d'Emberger (voir Figure I-8), on peut dire que le climat de notre région est un climat **Frais, Sous l'étage : semi-aride (Frais)**

CHAPITRE I :.....Présentation générale de la zone d'étude

I.4.3.diagramme ombro-thermique :

Le diagramme Ombro-thermique 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 ($P \leq 2T$).

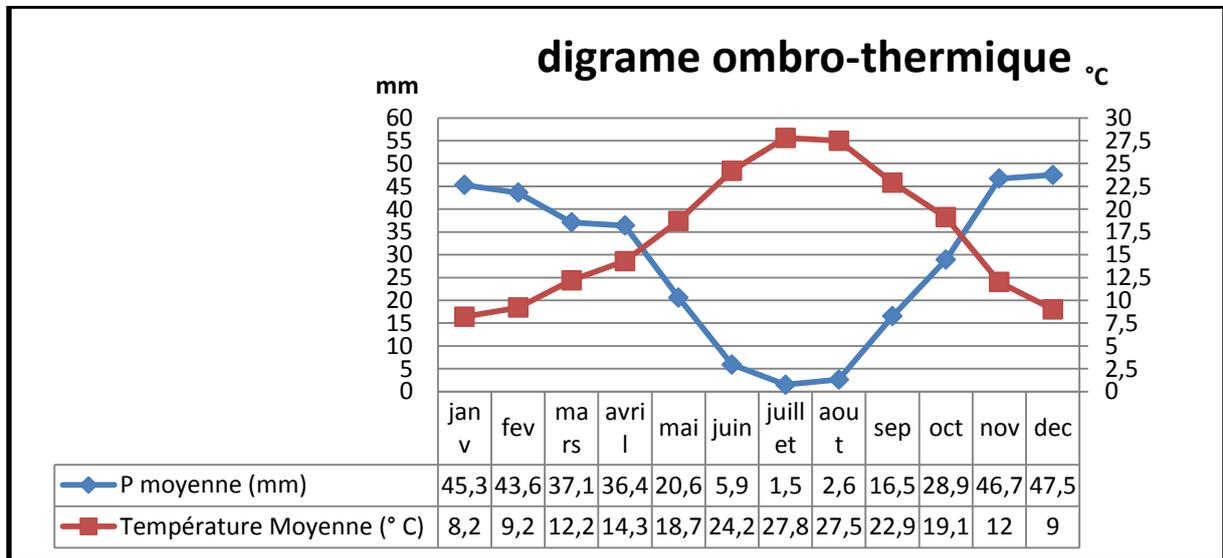


Figure I-8:Diagramme Ombro-thermique

Le diagramme ombro-thermique fait ressortir que la région de la zone d'étude (Ras El Ma) a une période sèche qui s'étale sur 6 mois allant de début de Mai jusqu'à Octobre ce qui confirme le caractère du climat d'où l'irrigation est souvent indispensable.

I.5 Conclusion :

La commune de Ras El MA est caractérisée par un climat semi-aride à hiver frais avec une pluviométrie annuelle insuffisante de 329.3 mm. Ces conditions climatiques sont défavorables au développement de la végétation et des cultures, sur cela l'irrigation est nécessaire

II. CHAPITRE: Etude Agro-Pédologique

II.1 Introduction :

La commune de Ras El Ma est située dans l'étage bioclimatique aride où l'agriculture pluviale sans apport d'eau artificiellement est aléatoire. Néanmoins, l'association céréales élevage ovins est une pratique agricole ancienne et qui reste toujours dominante. Cependant, on constate une volonté de diversifier la production végétale, notamment par le développement de l'arboriculture fruitière qui a tendance à se développer notamment grâce à l'irrigation par pompage au fil de l'eau de l'oued Mekerra.

La prospection pédologique et l'analyse des différents échantillons ont révélés l'existence de deux (02) classes :

- Sols peu évolués.
- Sols calcimagnésiques

Les aires d'irrigation étudiées sont situées à des altitudes qui varient entre 815 et 723 mètres. Le relief est généralement favorable à l'utilisation agricole des terres et à leur irrigation : topographie plane ne dépassant pas 2 à 3 %.

a) Les sols calcimagnésiques :

Ce type de sols présente souvent des traits verdâtres combinés à ceux des encroûtements calcaires. Ces traits justifient la présence de ces sols à travers le périmètre d'étude.

Beaucoup de niveaux limitant (croûtes) apparaissent à différentes profondeurs dans le sol.

b) Les sols peu évolués :

Font jonction avec les cours d'eau et les zones de crue. Leur répartition reste sujette à l'emplacement des cours d'eau et des zones soumises aux inondations.

II.2 Les sols peu évolués :

II.2.1 Caractères morphologiques

Les sols peu évolués ont un profil de type AC, caractérisé par une faible altération du milieu minéral et une faible teneur en matière organique. On les rencontre sur plusieurs types de roches : alluvions anciennes, encroûtement calcaire.

CHAPITRE II :Etude Agro-Pédologique

Ces types de sols sont formés par des apports transportés par l'eau, L'oued Mekerra et les Chaâbets ont une pente relativement faible, ils déposent donc des limons assez fins Il s'agit donc de sols formés par un matériau transporté par l'eau, la matière organique, le plus souvent à évolution rapide s'incorpore profondément.

Ils ont des caractéristiques liées à leur faible degré d'évolution. Ils sont calcaires dès la surface et à texture fine. Les structures développées sont du type polyédrique moyenne à fine, friable à tendance particulière devenant, dans la plupart des cas, massive à partir du deuxième horizon. Cette dernière peut apparaître dès l'horizon de surface.

II.2.2 Sous classe : d'origine non climatique :

Ce sont des sols jeunes ou rajeunis dont le pédo climat ne permet pas leur évolution.

II.2.3 Groupe : D'apport Alluvial

Ils sont généralement formés sur des alluvions récentes. Ce type de sols est formé par des apports transportés par l'eau. Les Chaâbets descendant des monts, ont une pente relativement modérée, entraînant donc des limons assez fins. Les torrents à forte pente et à petit bassin de réception qui débouchent dans l'oued Mekerra traversent surtout des terrains marneux.

Finalement, au débouché en plaine, les dépôts sont très rarement grossiers. Ils deviennent rapidement argileux à l'aval.

Ils se caractérisent par une profondeur importante, une texture fine à moyenne, leur salinité ne dépasse pas les 1 mS/cm sur l'ensemble des horizons du profil.

II.2.4 Sous groupe : Modal Sur alluvions récentes

Ce type de sols est situé dans les parties basses des cônes de déjection et surtout en bordure des oueds. Le sous groupe modal développé sur alluvions récentes, de texture limono argileuse avec parfois des intercalations des lits de graviers et de sable. On y rencontre rarement des taches d'oxydo réduction. Les conductivités sont toutes inférieures à 1 mmhos/cm.

II.2.5 Profil : n° 01

- Date : 25.08.2013
- Temps : Ensoleillé.
- Situation : Ras el ma
- Topographie : Plane

CHAPITRE II :.....Etude Agro-Pédologique

- Géomorphologie : Terrasse
- Végétation / Culture : Jachère

II.2.5.1 Description :

• 0 – 25 cm : frais, brun foncé, texture limoneuse, structure polyédrique grossière mal développée, dur, compact, non poreux, quelques fentes de retrait de 1 à 2 cm de large, quelques taches et concrétions calcaires blanchâtres, forte effervescence, quelques radicelles.

• 25– 45 cm : frais, brun foncé, limoneuse, structure polyédrique grossière à très grossière bien développée, faces lisses, compact, dur, non poreux, quelques fentes de retrait de 0,5 cm de large, forte effervescence.

• 45 – 70 cm : frais, brun foncé, limoneuse, structure polyédrique grossière bien développée, dur, compact, non poreux, faible effervescence à l'HCL.

- Supérieure a 70 cm : Encroûtement calcaire friable.

II.2.5.2 Classification :

- Classe : Sol Peu évolué
- Sous classe : d'origine non climatique
- Groupe : d'apport alluvial
- Sous – groupe : Sur encroûtement calcaire nodulaire
- Famille : Alluvions fines calcaires
- Série : profond
- Type : A texture limoneuse

CHAPITRE II :Etude Agro-Pédologique

Tableau II-1 : Caractéristique du profile N°1

N° Profil 01					
Horizons		H1	H2	H3	H4
Profondeur (cm)		0 – 25	25 - 45	45 – 70	➤ 70
Granulométrie	A%	15.70	14.10	16.50	12.40
	LF%	17.20	13.60	17.30	15.70
	LG%	14.10	12.80	15.50	12.50
	SF%	45.00	52.70	42.40	42.40
	SG%	8.00	6.80	8.30	17.00
Matières organiques	MO%	11.69	7.39	9.11	7.22
	C%	6.8	4.3	5.3	4.2
Réserves Minérales	CaCO3 Total %	12.09	17.22	20.50	20.71
	CaCO 3 Actif %	6.13	8.25	6.50	10.50
Solution du sol	pH	7.10	7.08	7.02	7.04
	CE mmhos/cm	0.90	0.18	0.68	0.54

II.3 Les sols calcimagnésiques carbonatés bruns calcaires à encroûtements :

II.3.1 Caractères morphologiques :

Les sols calcaires sont des sols dont l'évolution est marquée par la présence en excès d'ions alcalino-terreux. Il y a deux raisons principales à cette présence de calcaire : d'abord, les roches sont fréquemment calcaires puis le régime pluviométrique est peu favorable à un entraînement profond des solutions et en conséquence, à un lessivage du calcaire hors des sols.

La nature et la composition du matériau calcaire, lié à la topographie, constituent évidemment le facteur écologique fondamental qui conditionne la formation et l'évolution des sols calcimagnésiques. Suivant les conditions locales, il assure avec une efficacité très variable le maintien au sein du profil d'une quantité suffisante de calcaire actif en contact intime avec le matériau et la topographie, que dépendent la formation et le cas échéant, la transformation des sols calcimagnésiques.

Ils sont, généralement, caractérisés par la présence de trois horizons principaux. En profondeur, on retrouve un horizon d'accumulation de calcaire : horizon Bca qui peut être plus ou moins développé. On distingue des sols à profil peu différencié (accumulation de calcaire diffus : friable).

Lors de la prospection pédologique, nous avons rencontré une seule sous classe : les sols carbonatés.

CHAPITRE II :.....Etude Agro-Pédologique

Les sols carbonatés contiennent une quantité importante de composés solubles et font effervescence à froid avec l'HCL.

II.3.2 La sous classe

des sols carbonatés comprend deux groupes : les sols bruns calcaires et les rendzines se répartissent en un seul sous groupe : Sur encroûtements de nappe

II.3.3 Groupe : Bruns calcaires

Ils sont très bien représentés dans les hautes plaines. Ils sont localisés sur des glacis en bas de pente et à la périphérie des cônes de déjection des Chaâbets principaux traversant les plaines. De par leur situation dans le paysage, l'évolution de ces sols ne subit pas l'effet de la salinité et du vertisme.

II.3.4 Profil 02.

- Date : 26.08.2013
- Temps : Ensoleillé.
- Localisation : Ras El Ma
- Topographie : Pente douce 2%
- Géomorphologie : Bas de glacis (sommet d'une colline)
- Culture : Jachère

II.3.4.1 Description :

- 0 – 20 cm : frais, brun foncé; texture équilibrée; structure polyédrique moyenne peu développée; assez bonne porosité, quelques radicelles, forte effervescence à l' HCl.
- 20 - 40 cm : frais, brun foncé, texture équilibrée; structure polyédrique moyenne à grossière, assez poreux, quelques radicelles, forte effervescence à l' HCl.
- >40 cm : Encroutement calcaire assez friable.

II.3.4.2 Classification :

- Localisation : Ras El Ma
- Classe : Calcimagnésiques
- Sous classe : Sols carbonatés

CHAPITRE II :Etude Agro-Pédologique

- Groupe : Bruns calcaires
- Sous – groupe : Sur croute calcaire.
- Famille : Alluvions fines calcaires
- Type : Texture équilibrée.

Tableau II-2 :Caractéristique du profile N°2

N° Profil 2					
Horizons		H1	H2	H3	H4
Profondeur (cm)		0 – 20	20 - 45	45– 75	➤ 75
Granulométrie	A%	31.50	37.80	17.50	18.40
	LF%	21.70	22.50	17.30	20.10
	LG%	18.70	19.50	16.80	18.60
	SF%	23.20	15.80	32.90	26.60
	SG%	4.90	4.40	15.50	16.30
Matières organiques	MO%	7.56	8.08	10.83	12.48
	C%°	4.40	4.70	6.30	10.40
Réserves Minérales	CaCO3 Total %	16.40	17.63	36.90	14.35
	CaCO 3 Actif %	8.50	9.75	4.63	9.38
Solution du sol	pH	7.01	7.03	7.12	7.03
	CE mmhos/cm	1.24	1.42	1.31	1.32

II.4 Caractéristique Physique Du sole

II.4.1 La perméabilité :

Pour appréhender la variabilité spatiale de la perméabilité par la méthode de **Muntz, Faure et Laine** (double anneau), des mesures in situ des principales caractéristiques physiques des sols ont été réalisées. Cette méthode permet l'estimation in situ de la vitesse d'infiltration sous une charge constante de dix (10) centimètres. Le dispositif est constitué de deux anneaux cylindriques concentriques enfoncés dans le sol.

Tableau II-3:résultats des deux essais de la perméabilité par station.

Station N°	RESULTAT
01	2.10
02	2.70
03	2.90
04	2.60
05	2.10
06	2.00
07	1.60

CHAPITRE II :Etude Agro-Pédologique

D'une manière générale, la perméabilité (K) mesurée sur l'ensemble du périmètre étudié se situe dans les classes " relativement lente" à "moyenne" par comparaison à la perméabilité des terres, d'après **Soil Survey Manuel** (ci-dessous).

Tableau II-4: comparaison des résultats de perméabilité.

Perméabilité de surface (K), en cm/heure	Classe
Très lente	(-) de 0,13
Lente	0,13 à 0,50
Relativement lente	0,50 à 2
Moyenne	2 à 6
Relativement rapide	6 à 12
Rapide	12 à 25
Très rapide	> 25

II.4.2 La densité apparente (d_a) réelle (d_r) et porosité totale (P) :

Tableau II-5 : les valeurs des densités apparent (DA) réel (DR) et porosité(P).

N° de profil	D.A en g/cm ³	D.R en g/cm ³	P en %
01	1.43	2.55	43.92
02	1.34	2.52	46.82
03	1.50	2.58	41.86
04	1.48	2.65	44.15
05	1.52	2.58	41.09
06	1.50	2.43	38.27
07	1.36	2.54	46.46

CHAPITRE II :.....Etude Agro-Pédologique

II.4.3.Réserve en eau facilement utilisable (RFU)

La notion de réserve en eau facilement utilisable représente la valeur maximale de la réserve en eau consommable par la plante avant que le manque d'eau ne devienne un facteur limitant son développement et en supposant que le système racinaire de la plante exploite la totalité de l'épaisseur utile du sol mis à sa disposition.

$$\text{RFU (m3/ha)} = 2/3 \text{ RU} = (2 (\text{hr} - \text{hf}) \times \text{h} \times \text{da})/3$$

Avec :

- **RFU** : réserve en eau facilement utilisable obtenue en m3/ha;
- **RU** : est la réserve utile;
- **hr** : est l'humidité à la capacité de rétention en %;
- **hf** : est l'humidité au point de flétrissement en %;
- **h** : est la profondeur du sol considérée en cm;
- **Da** : est la densité apparente du sol.

Tableau II-6 : les valeurs de pF et de RFU par classe de profondeur.

N° de station	Texture	D.A	RFU m3/ha
01	LA	1.42	84.65
02	LS	1.38	198.20
03	LS	1.50	207.33
04	LS	1.48	199.40
05	LA	1.52	105.40
06	LA	1.47	181.85
07	LA	1.56	109.80

II.5 Aptitudes culturales:

L'étude de l'aptitude culturale des sols vise à estimer la valeur agronomique des sols du point de vue cultures. Cette dernière est primordiale car elle permet de mieux orienter les agriculteurs dans leur choix des cultures.

Les cultures et assolements pratiqués actuellement au sein de l'aire d'étude sont de type céréale et arboriculture.

CHAPITRE II :Etude Agro-Pédologique

II.5.1 Carte d'aptitude culturale :

Les cartes des aptitudes culturales en irrigué, ont été établies pour les catégories de cultures en fonction des caractéristiques des sols en tenant compte :

- La profondeur du sol utilisable par les cultures (PSU)
- La texture
- La structure
- La présence ou l'absence d'hydromorphie
- La salinité.

La signification des symboles des aptitudes concernées est indiquée sur le tableau 2 ci-dessous :

Tableau II-7 : signification des symboles des aptitudes culturale:

Spéculation	Symbole	Aptitude Culturelle
Cultures céréalières et fourragères	C11	Bon pour :bersim, sorgho, maïs, févule, vesce, avoine, ray grain, blé dur, blé tendre et orge Moyen pour luzerne.
Cultures arboriculture	B32	Moyenne pour pêcher, prunier, abricotier, pommier, olivier et figuier.
	B12	Moyen pour amandier sur franc et vigne

II.5.2 Cultures proposées :

La sélection des cultures est effectuée sur la base deux critères :

- Caractères morphologiques des sols,
- Ressource en eau disponible.

La gamme de cultures proposée se présente sur le tableau 3 ci-dessous:

Tableau II-8 : Gamme de cultures proposées a la zone d'étude.

Type de culture	Cultures
Céréalières et fourragères	Bersim
	sorgho
	Maïs fourrager
	fève
	vesce
	avoine
	Ray grain

CHAPITRE II :Etude Agro-Pédologique

	Ble dur
	Be tendre
	orge
	luzerne
Arboricultures	Pommier
	pecher
	prunier
	abricotier
	Pommier
	olivier
	figuier
	Amandier sur franc
vigne	

II.6 Conclusion :

Les aires d'étude sont caractérisées par deux types de sols bien distingués et qui sont :

- les sols peu évolués d'apport alluvial
- Les sols calcimagnésiques à croûte et encroûtement calcaire

L'étude hydrodynamique des aires d'irrigation par lagunes nous a permis de déterminer les paramètres nécessaires pour la mise en valeur en irrigué.

L'examen des données recueillies montre que les sols de l'aires d'irrigation se caractérisent par des textures grossières à fines

Quant à la perméabilité des sols, celle-ci est comprise entre **1.60 et 2.90 cm/heure** (relativement lente à moyenne) dans presque la majorité des sols des aires étudiées.

D'une manière générale, les données des densités apparentes des sols oscillent entre **1,30 et 1,62 g/cm³**.

Les réserves en eau facilement utilisables, qui correspondent approximativement aux doses d'arrosages varient entre **65.83 et 288.62 m³/ha** pour les différentes profondeurs d'enracinement (0 - 30 ,30 – 50 et 50 -80 cm).

CHAPITRE III :.....Caractéristique de la STEP

III. Chapitre Caractéristiques de la STEP

III.1 Localisation de la STEP :

La STEP de la localité **RAS EL MA**, est située à environ 3500 mètres de la limite sud-Ouest du périmètre urbain de la localité ; en y accède à partir de la route nationale RN 95 (figure 1.4) puis en empruntant les ruelles du périmètre urbain et enfin un chemin carrossable longent une voie ferrée, Elle est limitée :

- Au Nord, par un passage rétréci et le périmètre urbain de la localité
- Au Sud, par des terres agricoles.
- A l'Est, par des terres agricoles.
- A l'Ouest, par Oued mekkera.

Les coordonnées de géo localisation de la lagune sont:

- Longitude : 699 507.82 m
- Latitude : 3 821 112.03 m
- Altitude NGA : 758.48m.



Figure I-6: image satellitaire de STEP de commune Kais

CHAPITRE III :.....Caractéristique de la STEP

III.2 Analyse physico-chimique des eau entre a la station de Ras El Ma :

a) Eléments traces

Certains éléments traces sont nécessaires au développement des végétaux : le fer, le manganèse, le magnésium.

Les métaux lourds qui présentent les risques les plus notables sont le cadmium, le cuivre, le molybdène, le nickel et le zinc. Ils peuvent être toxiques pour les animaux et l'homme.

Il est à noter que pour les métaux lourds, ils ne sont à craindre que dans les zones industrialisées.

Tableau III-1 : Concentration maximale en éléments traces recommandés pour les eaux d'irrigation (Ayers et Westtot, 1985)

<i>Paramètre</i>	<i>Long terme ^a (mg/l)</i>	<i>Court terme ^b (mg/l)</i>
Aluminium	5.0	20.0
Arsenic	0.1	2.0
Béryllium	0.1	0.5
Bore	0.75	2.0
Cadmium	0.01	0.05
Chrome	0.1	1.0
Cobalt	0.05	5.0
Cuivre	0.2	5.0
Cyanures	0.05	0.5
Fluor	1.0	15.0
Fer	5.0	20.0
Phénols	0.002	0.002
Plomb	5.0	10.0
Lithium	2.5	2.5
Manganèse	0.2	10.0
Mercur	0.01	0.01
Molybdène	0.01	0.05
Nickel	0.2	2.0
Selenium	0.02	0.02
Vanadium	0.1	1.0
Zinc	2.0	10.0

b) salinité

Le principal critère d'évaluation de la qualité d'une eau naturelle, dans la perspective d'un projet d'irrigation, est sa concentration totale en sels solubles dans l'eau traitée. La connaissance de la conductivité électrique, permet de classer les eaux d'irrigation en 04 classes représentées dans le tableau suivant

Tableau III-2 : Classification des eaux d'irrigation

CHAPITRE III :.....Caractéristique de la STEP

C.E * 10 ³ mmhos/cm	Appréciation
<0.25	C1 : eau faiblement saline, peut être utilisée pour irriguer la plupart des cultures sur la plus part des sol
0.25-0.75	C2 : Eau moyennement saline, peut être utilisée si un lessivage moyenne intervient
0.75-2.25	C3 : Eau fortement saline peut être utilisée si un lessivage du sol et culture en sel est total
2.25-5	C4 : Eau tres saline, ne convient pas a l'irrigation dans la canalisation ordinaire

c) Chlorure de sodium

Les chlorures et le sodium peuvent également poser problème notamment en bord de mer, quand les réseaux d'égout drainent des eaux phréatiques saumâtres.

Certaines cultures, comme la vigne, les agrumes, les noyers et les haricots et d'une manière générale, les fruits à pépins et à noyaux sont sensibles à des concentrations relativement faibles en Na.

Concentrations en NaCl (mg/l) à partir desquelles on observe des brûlures des feuilles :

Tableau III-3 : Seuils des brûlures par les Na Cl

< 5	5 - 10	10 - 20	> 20
Amandier	Raisin	Orge	Choux fleur
Abricotier	Pomme de terre	Blé	Betterave sucré
Agrumes	Tomates	Concombre	Tournesol
Prunier	Gazons	Soja	

Quand les eaux réutilisées ont été chlorées et que le résiduel en chlore est trop élevé au moment de l'irrigation, il faut stocker l'eau dans un réservoir ouvert pendant quelques heures. Une teneur en chlore résiduel inférieur à 1 mg/l est sans danger pour le ferrailage, mais une concentration supérieure à 5 mg/l serait néfaste aux cultures si on utilise le système d'irrigation par aspersion.

d) le bore

Dans les eaux usées, le bore provient des lessives et des rejets industriels. Lorsque sa concentration dépasse 1 mg/l, il peut être toxique pour les plantes les plus sensibles.

Tableau III-4:Concentration maximale en Bore dans l'eau d'arrosage

CHAPITRE III :Caractéristique de la STEP

Sensible 0,3 - 1 mg de B/l	Tolérance moy. 1-2 mg B/l	Tolérance 2-4 mg de B/l
Agrumes	Poivron	Carotte
Abricotier	Avoine	Laitue
Pêchier	Petit Pois	Choux
Cerisier	Maïs	Navet
Figuier	Blé	Oignon
Raisins	Orge	Luzerne
Pommier	Radis	Betteraves
Artichaut	Tomates	Asperge
	Tournesol	

(Source : Shainberg et Aster 1978)

e) Sodisation

L'accumulation de Sodium (Sodisation) sur le complexe absorbant des sols peut dégrader les propriétés physiques des sols.

Leurs capacité de drainage, donc leur perméabilité, conditionne la productivité des terres irriguées. Un excès de Sodium par rapport alcalino-terreux (Calcium, Magnésium...) dans le complexe absorbant provoque une défloculation des argiles, une destruction du sol qui se traduit par une réduction de la perméabilité et de la porosité des couches superficielles du sol. L'eau d'irrigation stagne alors à la surface de celui-ci et parvient plus jusqu'aux racines. D'autres part, à proportions égales de sodium et d'alcalino-terreux dans la solution, la tendance à la sodisation du sol est d'autant plus forte que la concentration en cations totaux dans la solution est plus élevée. Le SAR (Sodium Adsorption Ratio), qui rend compte du rapport entre les concentrations en Sodium et en alcalino-terreux, et la conductivité de l'eau appliquée.

Le SAR es défini comme égal à

$$SAR = \frac{Na^+}{\sqrt{(Ca^{+2}+Mg^{+2})/2}} \quad (Na^+, Ca^{++}, Mg^{++} \text{ en meq/l}) \quad \text{(III-1)}$$

Une minéralisation élevée des eaux a un S.A.R. important et peut avoir des effets néfastes sur le sol, et une altération de la structure de celui-ci entraînant une réduction de la perméabilité.

CHAPITRE III :.....Caractéristique de la STEP

III.2.1 Effets des sels et du sodium sur les plantes et sur les sols

D'après l'information collectée, lors de la collecte des données, la conductivité électrique des eaux traitées, correspond à une eau chargée en sels solubles. Ces derniers proviennent des éléments nutritifs existant dans les eaux usées traitées.

Tableau III-5 : Directives pour l'interprétation de la qualité de l'eau pour l'irrigation

Problème potentiel en irrigation	Unité	Degré à restriction d'usage		
		Aucun	Légère a modéré	sévère
Salinité Conductivité électrique ou TDS	dS/m mg/l	< 0,7 <450	0,7 – 0,3 450 – 2 000	> 0,3 > 2 000
Infiltration SAR = 0 – 3 et CE = 3 – 6 = 6 – 12 = 12 – 20 = 20 – 40	dS/m	> 0,7 > 1,2 > 1,9 > 2,9 > 5,0	0,7 – 0,2 1,2 – 0,3 1,9 – 0,5 2,9 – 1,3 5,0 – 2,9	< 0,2 < 0,3 < 0,5 < 1,3 < 2,9
Toxicité spécifique des ions Sodium (Na) Irrigation de surface Irrigation par aspersion	SAR SAR	< 3 < 3	3 – 9 > 3	> 9
Chlorure (Cl) Irrigation de surface Irrigation par aspersion	méq/l méq/l	< 4 < 3	4 – 10 > 3	> 10
Bore	mg/l	< 0,7	0,7 – 0,3	> 3,0
Effets divers Azote (NO ₃ -N) Bicarbonate (HCO ₃)	mg/l méq/l	< 5 < 1,5	5 – 30 1,5 – 8,5	> 30 > 8,5
pH	Gamme normale 6,5 – 8,			

Source : (FAO, 1985)

III.3 Norme de qualité des eaux usées épures aptes à la réutilisation

(normes OMS, FAO)

La réutilisation, pour l'irrigation des eaux usées épurées, obéit à une norme de qualité, largement inspirée des recommandations de l'OMS et de la FAO. Par ailleurs, le décret exécutif n° 93-160 du 10 juillet 1993 réglementant les rejets d'effluent liquide spécifie les limites des valeurs de ses divers paramètres, comme indiqué sur le tableau qui suit :

CHAPITRE III :Caractéristique de la STEP

Tableau III-6 : les paramètres réglementant des rejets

Paramètres		Unités	Concentration maximale admissible
Physiques	PH	-	6,5 < pH < 8
	MES	mg/l	30
	CE	ds/m	3
	Infiltration le SAR = 0-3 CE	ds/m	0.2
	3-6		0.3
	6-12		0.5
	12-20		1.3
20-40	3		
Chimiques	DBO5	mg/l	30
	DCO	mg/l	90
	Chlorure (Cl)	még/l	10
	Azote (NO3-N)	mg/l	30
	Bicarbonate (HCO3)	még/l	8.5
Eléments Toxique(*)	Aluminium	mg/l	20.0
	Arsenic	mg/l	2.0
	Béryllium	mg/l	0.5
	Bore	mg/l	2.0
	Cadmium	mg/l	0.05
	Chrome	mg/l	1.0
	Cobalt	mg/l	5.0
	Cuivre	mg/l	5.0
	Cyanures	mg/l	0.5
	Fluor	mg/l	15.0
	Fer	mg/l	20.0

Sources (décret exécutif n° 93-160 DU 10 juillet 1996 réglementant les rejets d'effluent liquid- JORADP).

III.3.1 L'origine des effluents à traiter :

Les paramètres physicochimiques et bactériologiques des eaux usées à l'entrée de la lagune Ras El Ma sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III-7 : Résultats des analyses microbiologiques

Paramètres	Unité	Moyenne
Coliformes fécaux	U/100ml	1188
Coliformes totaux	U/100ml	1287
Œufs d'Helminthes	U/100ml	1067

CHAPITRE III :.....Caractéristique de la STEP

Tableau III-8 : Résultats d'analyses physico- chimiques

Paramètres	Unités	Moyenne
PH	7,4	
Conductivité	µs/cm	1691,2
Turbidité	N.T.U	43,4
Oxygène dissous	mg/l	6,0
DBO ₅	mg/l	262,3
DCO	mg/l	341,2
DBO ₅ ad ₂	mg/l	178,1
M.E.S à 105°C	mg/l	405,8
M.E.S à 525°C	mg/l	191,6
MVS	mg/l	214,2
Phosphore total	mg/l	11,8
Ammonium	mg/l	60,8
Nitrates	mg/l	15,7
Nitrites	mg/l	0,6
Azote kjeldhal	mg/l	66,0
Azote total	mg/l	69,4
Sulfates	mg/l	288,1
Huiles et les Graisse	mg/l	15,2
Détergents	mg/l	0,5
Hydrocarbures	20,9	

Les résultats des analyses montrent que :

- les eaux usées sont moyennement chargées (tableau III.8) avec une pollution à caractère domestique ;
- Respect des normes de rejets d'après les recommandations du conseil supérieur de l'hygiène publique de France et une possibilité d'une biodégradation (DCO/DBO₅ < 2) ; NTK < 100 mg/l, DCO < 750 mg/l.
- un bon développement microbien peut être assuré et par conséquent, une bonne dégradation de la pollution organique, vu que l'apport en azote et phosphore est en proportion suffisante. L'eau est moyennement chargée.

CHAPITRE III :.....Caractéristique de la STEP

III.4 Analyse physico-chimiques des eaux épurées de la Lagune de la commune RAS EL MA :

III.4.1 Introduction

Des échantillons ont été pris de la lagune de Ras el Ma durant le mois de Décembre et janvier et analyser par le laboratoire de l'ONA pour les paramètres physicochimiques et un laboratoire privé (GETALAB) pour les métaux lourds, les résultats sont affiché ci-dessous.

Tableau III-9 : résultats des analyses des paramètres physico-chimiques

Paramètres	Unités	Moyenne	
		Eau brute	Eau purée
MES	mg/l	420,17	31,67
DCO	mg/l	440,64	173,31
DBO5	mg/l	286,67	65,00
PH		7,55	8,00
T	C°	14,10	13,93
Conductivité	µs/cm	1857,33	1443,33
Salinité	mg/l	110,67	90,00
Turbidité	NTU	316,33	60,83

A la sortie de la lagune Ras El Ma, les teneurs moyennes enregistrées des eaux usées épurées concernant les paramètres chimiques précédemment cités sont de :

- MES : ≈ 31 mg/l, - DCO : ≈ 173 mg/l, - DBO5 : ≈ 65 mg/l,

Les eaux usées épurées qui sont l'objet de notre étude, présentent les caractéristiques d'un effluent de qualité relativement bonne. Elles contiennent, en effet, très peu de matière en suspension (MES : ≈ 31 mg/l en moyenne, et leur demande chimique et biochimique en oxygène (O₂), représentative de la matière organique, sont plutôt basse (DCO $\approx 153,74$ mg/l) ; (DBO5 $\approx 128,55$ mg/l). (En moye de l'année 2015).

Pour l'ensemble des paramètres chimiques examinés, les rendements épuratoires de la lagune sont estimés à ce qui suit :

- DCO : $\approx 93,25$ %, - DBO5 : $\approx 77,32$ %, -MES : $\approx 92,46$ %-

Jusqu'à la fin du mois d'aout 2013, la lagune semble fonctionner correctement du faite que les rendements épuratoires obtenus sont élevés et le rendement épuratoire global atteignant les 87,73 %.

Lors de la campagne d'analyse, le PH moyen de l'eau brute est de 8,24 à l'entrée de la lagune de Moulay Slissen alors qu'à la sortie, il a atteint les 8,20. Ce dernier semble satisfaire les exigences recommandées à savoir : 6,5 – 8,5.

CHAPITRE III :.....Caractéristique de la STEP

III.4.2 La Salinité et dureté des eaux de la STEP de RAS EL MA :

La valeur moyenne de la conductivité CE est de l'ordre de 1200 mmhos/cm , elle se situe dans la gamme de l'eau fortement saline (classe C3) d'après la classification américaine selon le paramètre CE et ne peut être utilisée sur des sols à drainage limité ; des techniques d'aménagement particulières peuvent être nécessaires pour maîtriser la salure et il convient de choisir des plantes dotées d'une bonne tolérance au sel.

Normes du SAR :

- $SAR \leq 10$ Risque faible ;
- $10 < SAR \leq 18$ Risque moyen ;
- $18 < SAR \leq 26$ Risque élevé ;
- $SAR > 26$ Risque très élevé

Pour la Lagune de RAS EL MA SAR=2.53 (Bulletin d'analyse N°3167/15 reçu le 24/06/2015) est très faible (SAR<10 Risque faible)

D'après les normes le risque est **léger à modéré**

CHAPITRE III :Caractéristique de la STEP

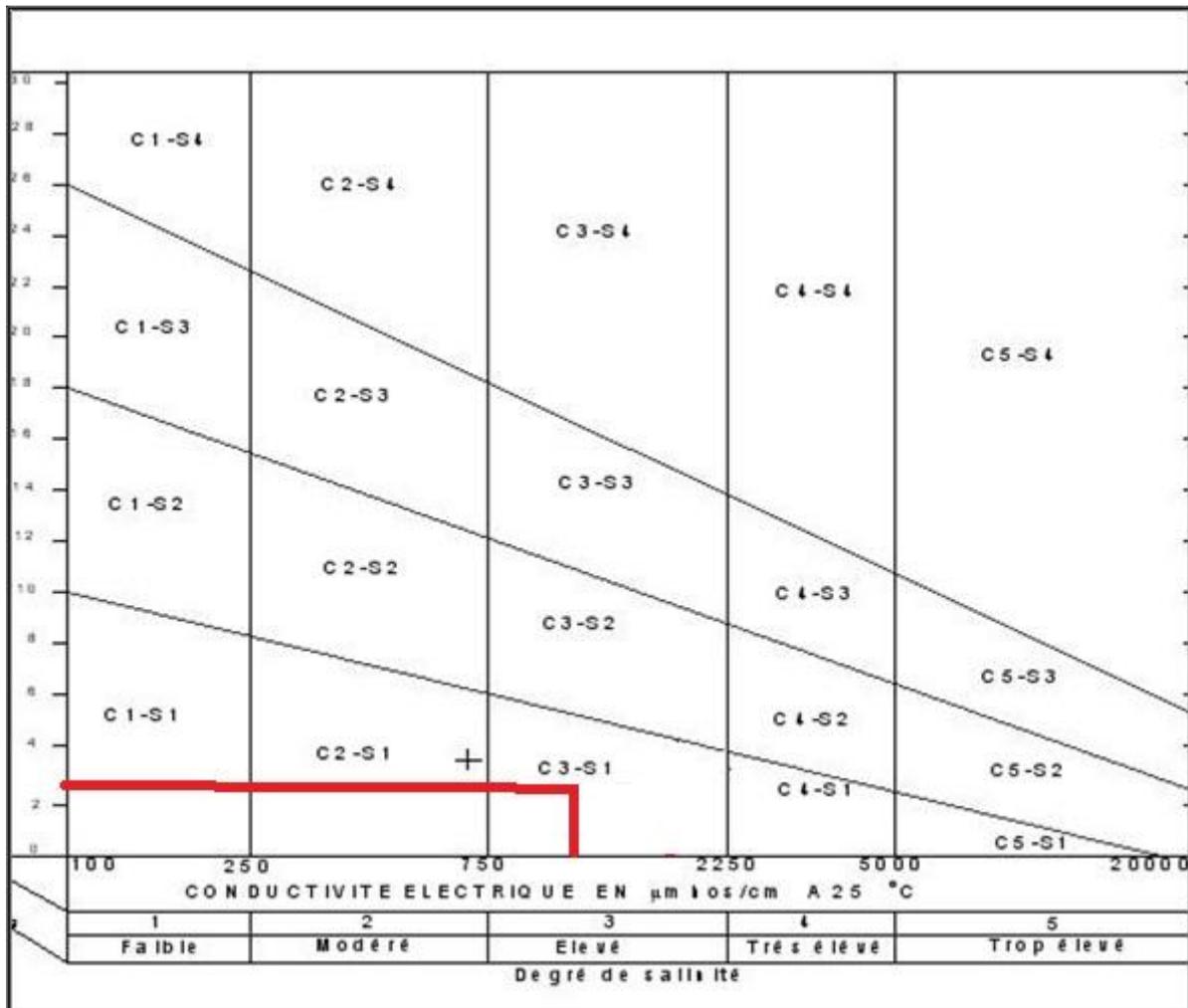


Figure III-1 : diagramme de Riverside, d'après l'US Salinity Laboratory Staff (1954).

SAR=2.53 et CE = 1200 donc d'après **Riverside** la classe de notre périmètre est **C3S1**

III.5 Conclusion :

es résultats des analyses des paramètres physicochimiques effectués par le laboratoire de l'ONA de Sidi Bel Abbés ont montré que les eaux usées épurées de la lagunes de Ras el Ma est faiblement chargée en MES, DBO5 et DCO, ce qui implique un rendement épuratoire ces matières optimales.

Cependant, il est à observer que ces concentrations restent légèrement supérieures aux valeurs maximales prescrites dans les arrêtés Algériens. Néanmoins, cela nécessite un traitement complémentaire pour améliorer la qualité de l'eau.

Concernant les métaux lourds, les analyses ont montré que l'eau usée épurée de lagune de Ras el Ma ne présente aucun risque de point de vu éléments toxiques du fait que leurs valeurs respectent bien les normes prescrites

IV. Chapitre Etude hydrologique

IV.1.Introduction :

L'hydrologie est la science qui s'intéresse à étudier la branche terrestre du cycle d'eau qui débute de l'arrivée de l'eau sur la surface terrestre à partir des précipitations et son écoulement surfacique et sous terrain. Actuellement, l'hydrologie est devenue une science importante de l'art d'ingénieur intéressé à l'exploitation et au contrôle des eaux naturelles. Les études hydrologiques plus ou moins poussées sont indispensables pour toute mise en œuvre de projet hydroélectrique, de distribution d'eau, de protection contre les crues, d'assainissement, de drainage, d'irrigation, de barrage et de navigation fluviale etc ...

IV.2.Etude de la précipitation annuelle :

L'étude de précipitation est basée sur les données observées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude. Les données pluviométriques enregistrées au niveau de ces stations sont recueillies auprès des services de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H). Les coordonnées disponibles de la station pluviométrique sont affichées dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 : Paramètres des stations climatiques (ANRH)

Nom de la station	Ras El Ma
Code (ANRH)	(11-01-16)
X	/
Y	/
Z	1094
Periode	1973-2010

IV.3.Homogénéité de la série pluviométrique :

Avant de commencer l'analyse de la série pluviométrique nous sommes dans l'obligation de tester l'homogénéité de la série et nous procédons en utilisant le test de Wilcoxon pour identifier toutes les anomalies ou des valeurs erronées. Le test de Wilcoxon est le plus puissant des tests non paramétriques et le plus simple.

Nous considérons deux populations (séries) X et Y de taille N_X et N_Y respectivement, et on souhaite tester l'hypothèse suivante :

- H_0 : les deux distributions sont égales [$P(X>Y) = P(Y>X)$].

CHAPITRE IV :Etude Hydrologique

Si nous ordonnons les elements de X union Y d'ordre decroissant nous pouvons determiner pour chaque indevidue (Valeur) sont rang dans la sequance (serie) et on suppose W_X la Somme des N_x rang des elements de X et W_Y la somme des N_Y rang des elements de Y . On montre que, sous H_0 , l'evenement $W_X=t$ suit une distribution connue, tabulée pour de petits echantillons et qui peut etre aprochée par une lois de probabilite de moyenne E et variance V pour des echantillons de taille superieure a 20, tell que

- $E = \frac{N_x(N_x+N_y+1)}{2}$ (IV-1)

- $V = \frac{N_x N_y (N_x + N_y + 1)}{12}$ (IV-2)

En fin on calcule la valeur ϵ , si elle est superieur a **1.96** (risque de 5%) on rejete l'hypothese null d'egalite des deux echantillons, et on deduit que la population n'est pa homogene.

- $\epsilon = \frac{|W_x - E|}{\sqrt{V}}$ (IV-3)

CHAPITRE IV :Etude Hydrologique

Tableau IV-2 : Détail de calcul d'homogénéité de la série pluviométrique à la station de référence (11-01-16)

années	Serie d'origine	Serie X (mm)	Serie Y (mm)	ordre d'écroit	rang	X U Y
1973	522,1	522,1	386,5	522,1	1	X
1974	466,9	466,9	226,9	466,9	2	X
1975	353,4	353,4	237,7	453	3	X
1976	369,4	369,4	334,9	443,4	4	Y
1977	259,9	259,9	294	441	5	Y
1978	287,4	287,4	371,3	430,6	6	X
1979	430,6	430,6	415,2	415,2	7	Y
1980	350,5	350,5	318,5	409,7	8	X
1981	226,4	226,4	311,9	401,9	9	X
1982	261,3	261,3	286,4	386,5	10	Y
1983	248,5	248,5	315,4	371,3	11	Y
1984	245,4	245,4	324	369,4	12	X
1985	233,3	233,3	356,4	356,4	13	Y
1986	245,9	245,9	443,4	353,4	14	X
1987	288,8	288,8	441	350,5	15	X
1988	285,7	285,7	265,2	334,9	16	Y
1989	401,9	401,9	283	324	17	Y
1990	453	453	310,2	318,5	18	Y
1991	409,7	409,7		315,4	19	Y
1992	249,8	249,8		311,9	20	Y
1993	283			310,2	21	Y
1994	310,2			294	22	Y
1995	386,5			288,8	23	X
1996	226,9			287,4	24	X
1997	237,7			286,4	25	Y

CHAPITRE IV :Etude Hydrologique

1998	334,9			285,7	26	X
1999	294			283	27	Y
2000	371,3			265,2	28	Y
2001	415,2			261,3	29	X
2002	318,5			259,9	30	X
2003	311,9			249,8	31	X
2004	286,4			248,5	32	X
2005	315,4			245,9	33	X
2006	324			245,4	34	X
2007	356,4			237,7	35	Y
2008	443,4			233,3	36	X
2009	441			226,9	37	Y
2010	265,2			226,4	38	X

IV.3.1 Détermination des paramètres W_X et W_Y :

$$W_X = \sum |\text{rang}_x| \rightarrow W_X = 406$$

$$W_Y = \sum |\text{rang}_y| \rightarrow W_Y = 335$$

IV.3.2 Calcul de la moyenne et la variance et de ϵ :

$$E = \frac{N_x(N_x + N_y + 1)}{2} \qquad E = \frac{20(20 + 18 + 1)}{2} \qquad E = 390$$

$$V = \frac{N_x N_y (N_x + N_y + 1)}{12} \qquad V = \frac{20 \cdot 18 (20 + 18 + 1)}{12} \qquad V = 1170$$

$$\epsilon = \frac{|W_x - E|}{\sqrt{V}} \qquad \epsilon = \frac{|406 - 390|}{\sqrt{1170}} \qquad \epsilon = 0.46$$

$\epsilon = 0.46 < 1.96$

La condition du test est vérifiée. La série pluviométrique de la zone d'étude est donc homogène à un intervalle de confiance de 95%.

IV.4. Etude des pluies moyennes mensuelles et annuelles :

Les précipitations représentent l'élément le plus importante du climat tant pour les être vivant (les animaux et les cultures) que pour les milieux. Tant de raisons qui fond que la majorité des

CHAPITRE IV :.....Etude Hydrologique

études sont basées sur l'exactitude de l'analyse des analyses de précipitation que sur autre paramètres climatiques.

La hauteur de précipitation est la hauteur de la lame d'eau précipitée qui s'accumulerait sur une surface horizontale si toutes les précipitations y étaient immobilisées sous forme liquide. Son unité de mesure est le **mm** .Sur une surface de 1 ha, 1 mm de pluie représente 10 m^3 d'eau.

Les précipitations varient aussi bien dans l'espace que dans le temps, le tableau suivant présente les variation annuel et mensuel de la pluviométrie dans la Zone de Ras El Ma pour une période de 37 ans (1973-2010).

CHAPITRE IV :Etude Hydrologique

Tableau IV-3 : Pluies moyennes mensuelles et annuelles de la station de référence (11-01-16) de Ras El Ma

années	sept	oct	nov	Dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1973	23,3	35	12,7	116	15,1	92	108,3	108	1	10,7	0	0	522,1
1974	9,2	76,2	15,6	0	8,8	46,9	125,7	159,5	22,3	0,3	0	2,4	466,9
1975	11,7	3,1	43,1	32,9	41,4	62	21,5	61	53,2	6,8	3,2	13,5	353,4
1976	33,1	52,4	21,5	54,3	96,1	11,4	15	30,8	53,6	0,8	0,4	0	369,4
1977	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
1978	1,2	43,5	19,2	50	11,7	108,6	15,3	24,1	5,7	1,3	6,7	0,1	287,4
1979	25,5	52,4	18	161,1	53,7	32,6	57,3	13,5	13	3,5	0	0	430,6
1980	8,7	9,7	27,5	140,1	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	149,8	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	107,9	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	112,8	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	125,2	71,3	62	61	11,2	11,8	35,1	0	0	0	294
2000	13,7	44	107,3	17,6	49,1	95,9	0,5	15	28,2	0	0	0	371,3
2001	18,5	23,3	192,5	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	105,6	27,2	34,1	44,3	76,1	0,8	0	0	0	324
2007	23,9	130,5	136,5	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	109,6	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

IV.5.Ajustement statistique des pluies :

Les données des pluies annuelles sont souvent ajustables à des lois statistiques nombreuses , ceci est du a la faible variabilité interannuelle pour certaines station.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 normal (Gauss)**
- **Loi log-normal (Galton)**

IV .5.1.Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale

C’est la loi normal la mieux connue et la plus etudiee des loi de probabilité usuelle, elle s’ecrit selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \tag{IV-4}$$

avec $u = \frac{x-x_0}{2}$

F(x) est la fonction de densité ou dit de répartition, Et u est la variable réduite de gauss.

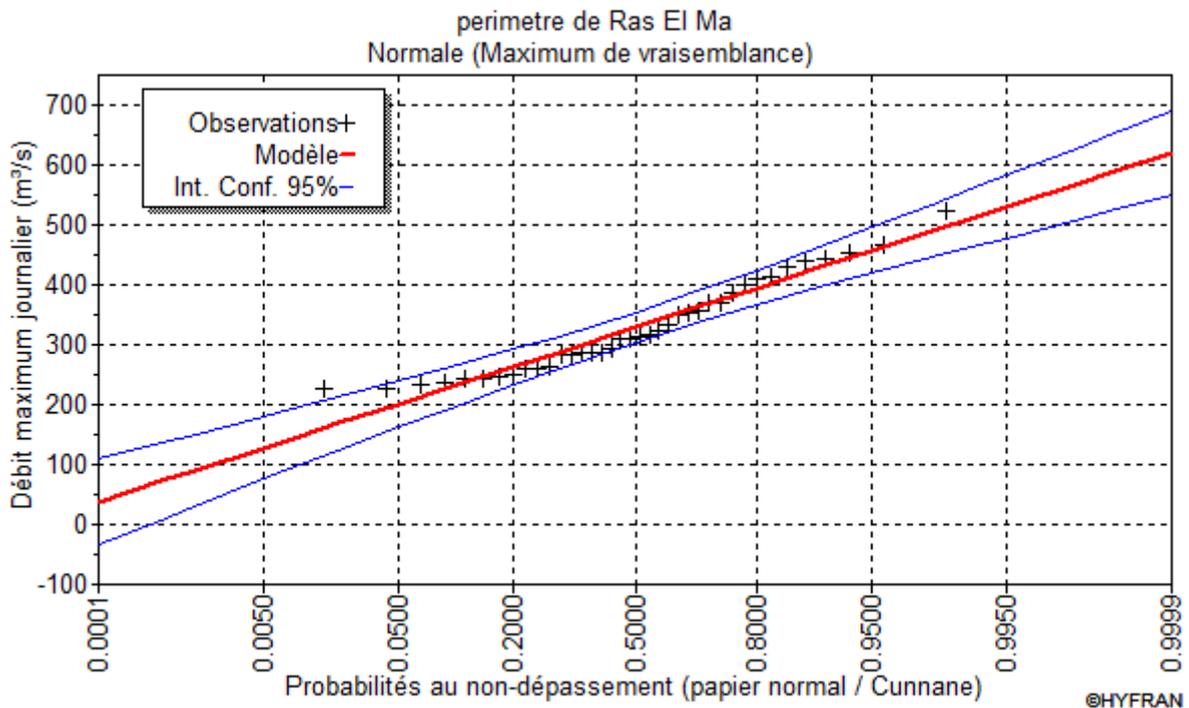


Figure IV-1: Ajustement des pluies annuelles à la loi normal (Gauss)

CHAPITRE IV :Etude Hydrologique

Pour les calculs, on a utilisé le logiciel **HYFRAN**. Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant

Tableau IV-4 : résultat de khi carré par le logiciel HYFRAN pour la loi normal

khi carré (χ^2) calculée	Degré de liberté	Nombre de classe
3.26	5	8

IV .5.2.Ajustement à la loi Gausso logarithmique :

Elle est aussi appelle loi de Galton et s'exprime par la formule de répartition suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\delta} \int_0^u \frac{1}{u} e^{-\frac{\log^2 u}{2\delta^2}} du \quad (\text{IV-5})$$

$$\text{Avec: } u = \frac{x-x_0}{s} \quad (\text{IV-6})$$

Formulation qui fait bien ressortie les roles des parametres que d'utiliser l'écriture, d'où la simplification de l'expression :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement}) \quad (\text{IV-5})$$

$$\text{Avec: } u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (\text{IV-6})$$

L'équation de la variable réduite présente sous forme de : $\ln x = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$ est l'équation d'une droite sur un papier Gausso-logarithmique en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

$\sigma_{\ln x}$: La variance calculée pour les précipitations observées sous l'échelle logarithmique sa formule s'écrit comme suit :

$$\delta \text{ Lnx} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{i=n} [\text{Ln}(X_i) - \overline{\text{Ln}(X)}]^2} \quad \text{Si } n < 30. \quad (\text{IV-7})$$

$$\delta \text{ Lnx} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=n} [\text{Ln}(X_i) - \overline{\text{Ln}(X)}]^2} \quad \text{Si } n \geq 30. \quad (\text{IV-8})$$

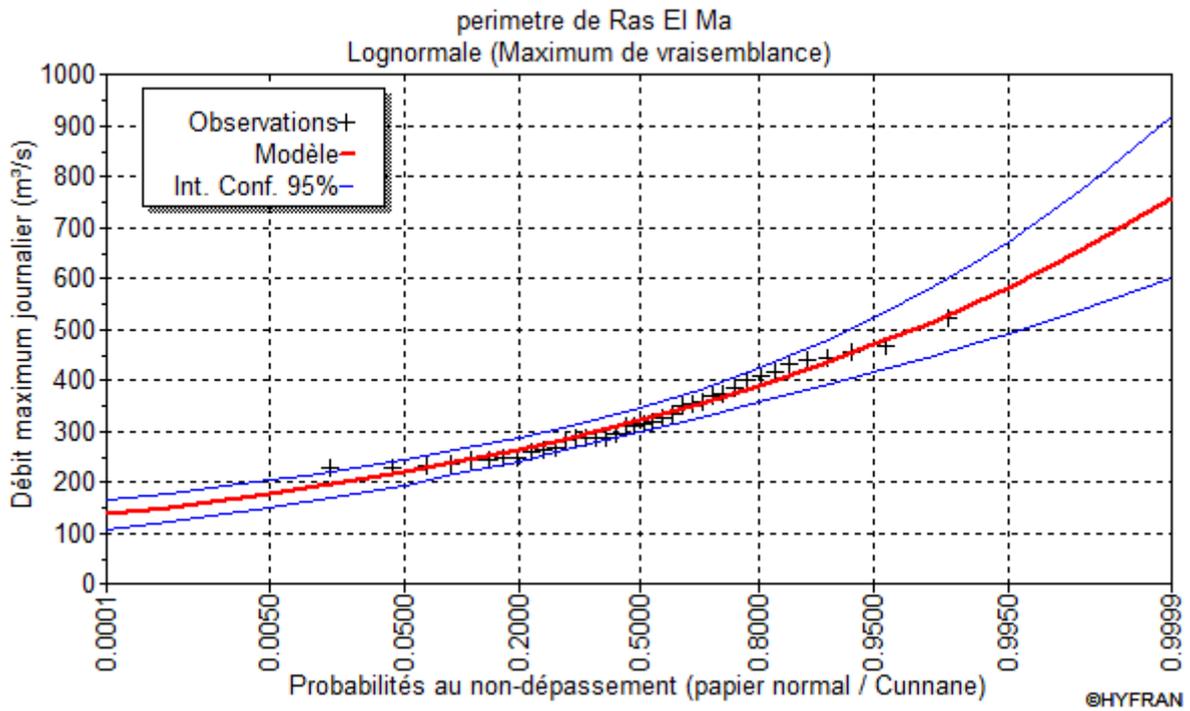


Figure IV-2 : Ajustement des pluies annuelles à la loi log-normal (Galton)

Tableau IV-5 : résultat de khi carré par le logiciel HYDRAN pour la loi log-normal

khi carré (χ^2) calculée	Degré de liberté	Nombre de classe
2.84	5	8

IV .5.3. Test de validité d'un ajustement

Statistique Khi^2 :

Comme critère de comparaison, la variable χ^2 est utilisée pour un risque de $\alpha = 5\%$ et un nombre de degré de liberté $\gamma = K-1-m$

Avec :

K = nombre de classes

m = nombre de paramètre de la loi

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)}{v_i} \tag{IV-9}$$

- n_i : nombre d'observation contenues dans la classe i

CHAPITRE IV :.....Etude Hydrologique

- v_i : nombre d'observation théorique calculés dans la classe i . Ce nombre doit être supérieur ou égale 5

- χ^2 : variable aléatoire variant de 0 de ∞

et il faut vérifiée la condition suivant :

$$\chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}}$$

- Avec : $\chi^2_{\text{théorique}} = g(\gamma, \alpha)$
- Avec : $\gamma = 6$ et $\alpha = 0.05$

($\chi^2_{\text{théorique}}$: Tiré de la table de Gauss avec un nombre de degré de liberté $Y=6$ et $\alpha = 0.05$)

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 12.592$$

$\chi^2_{\text{calculée}}$: donnée par le logiciel HYFRAN.

- Pour la loi normale : $\chi^2_{\text{calculée}} = 3.26$
- Pour la loi log-normale : $\chi^2_{\text{calculée}} = 2.84$
- $\chi^2_{\text{théorique}} = 12.592$

Après examen des ajustements obtenus, il ressort que **la loi log-normale ajuste mieux** la série des pluies annuelles à la station de Ras El Ma

$$(\chi^2_{\text{calculée pour loi log-normale}} = 3.26 < \chi^2_{\text{calculée pour loi normale}} = 2.84)$$

CHAPITRE IV :Etude Hydrologique

Tableau IV-6 : Ajustement à la loi log-normal (Galton)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	757	81.0	599-916
2000.0	0.9995	686	66.0	557-815
1000.0	0.9990	655	59.8	538-772
200.0	0.9950	581	45.8	491-671
100.0	0.9900	549	40.1	470-627
50.0	0.9800	515	34.4	448-583
20.0	0.9500	469	27.2	415-522
10.0	0.9000	431	22.0	388-474
5.0	0.8000	389	17.1	356-423
3.0	0.6667	354	13.9	326-381
2.0	0.5000	320	12.0	297-344
1.4286	0.3000	284	11.4	261-306
1.2500	0.2000	264	11.6	241-286
1.1111	0.1000	238	12.1	214-262
1.0526	0.0500	219	12.7	194-244
1.0204	0.0200	199	13.3	173-225
1.0101	0.0100	187	13.6	160-214
1.0050	0.0050	176	13.9	149-204
1.0010	0.0010	157	14.3	129-185
1.0005	0.0005	149	14.4	121-178
1.0001	0.0001	135	14.5	107-164

IV .6.Détermination de l'année de calcul

Puisque la loi log-normale est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne annuelle représentative de la région.

Tableau IV-7 : Ajustement à la loi log-normal (Galton)

T = 1/q	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)			
T (période de Retour)	Q (fréquence)	XT (quantile)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
2.0	0.5000	320	12.0	297-344
1.2500	0.2000	264	11.6	241-286

On a obligé de connaître la quantité de pluie qui peut être utilisée par la plante ,donc on doit déterminer l'année de calcul ,elle est une fraction de la pluie efficace (pluie de probabilité 80%)

CHAPITRE IV :Etude Hydrologique

Pour trouver la pluviométrie moyenne mensuelle de probabilité 80% ,on utilisé la loi suivant :

$$P_{\text{moy } 80\% \text{ de chaque mois}} = P_{\text{moy de chaque mois}} * \frac{P_{\text{theorique (80\%) annuelle}}}{P_{\text{theorique (50\%) annuelle}}} \quad (\text{IV-10})$$

- $P_{\text{théorique de } 50\%} = 320 \text{ mm}$
- $P_{\text{théorique de } 80\%} = 264 \text{ mm}$

Tableau IV-8 : pluviométrie moyenne pour chaque mois en (mm)

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Dec.	Janv.	Fev.	mas	avril	Mai	juin	Juil.	Aout
P_{moy} mm/mois	16,47	28,93	46,71	47,47	45,32	43,58	37,10	36,39	20,56	5,86	1,51	2,60
P_{moy80%} mm/mois	13,59	23,87	38,54	39,16	37,39	35,95	30,61	30,03	16,96	4,83	1,24	2,15

IV.7.Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous peuvent conclure que :

- La série pluviométrie est opérée sur plusieurs étapes ,vérification de l'homogénéisation ,ajustement avec deux lois (normal et log-normal) et vérification de la validité de ces lois avec les test statistique .
- D'après l'analyse statique des données hydrologique, le perimetre de Ras EL Ma est caractérisé par une pluie moyenne annuelle de **329.26mm** et pluie sèche (frequence=80%) est de **264mm** e pluie de 50% est de l'orde de **320mm**.

V. Chapitre Les besoins en eaux des cultures

V.1 Introduction :

La majeure partie de l'eau appliquée sur les cultures est perdue par évapotranspiration au niveau des surfaces végétales. Par conséquent, la quantité d'eau nécessaire pour les cultures est habituellement égale à celle perdue par évapotranspiration. Les besoins dus à l'évapotranspiration dépendent dans une large mesure de facteurs agricoles et climatiques et peuvent donc être estimés à partir des données météorologiques locales..

V.2 L'évapotranspiration potentielle de référence (ET₀)

C'est l'évapotranspiration maximale (c.à.d. Le sol est à sa capacité de retentions) d'un gazon ras couvrant complètement le sol, bien alimenté en eau, en phase active de croissance et situé au sein d'une parcelle suffisamment étendue (**Perrier, 1977**).

En matière d'irrigation, on cherche à placer les plantes dans des conditions de production optimales, et on base l'irrigation sur la valeur de l'évapotranspiration maximale (ET_m) qui est une valeur ponctuelle, liée à l'ET₀ qui est relative à une région par un coefficient cultura.

Pour prédire l'évapotranspiration de référence on utilise des méthodes basées sur des variables climatiques, parmi les plus communiquèrent employés sont :

- Méthodes de lysimètre
- Méthodes des stations expérimentales
- Méthodes directes de l'évaporation
- Méthodes empiriques

En ce qui concerne les méthodes empiriques, il existe des formules de calcul dont les principales sont:

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

Sur la base des résultats de plusieurs études, notamment celle de (**Jensen, 1990**), la consultation d'experts menée par la FAO sur les méthodologies d'estimation des besoins en eau des cultures (**Smith 1992**), a conduit à recommander la méthode de Penman Monteith modifiée comme méthode privilégiée l'estimation de ET₀.

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

V.2.1 Calcul de l'évapotranspiration de référence (ET₀) par la formule Penman-Monteith

Nous déterminons l'évapotranspiration de référence (ET₀) en se basant sur la formule de Penman-Monteith modifiée :

$$ET_0 = \frac{0,408 \Delta (Rn - G) + \gamma \frac{C_{ste}}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma (1 + 0,34 u_2)}$$

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, où nous avons introduit les données mensuelles de la station météorologique de RAS EL MA

- 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 ci-après.

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

Month	Min Temp	Max Temp	Humidity	Wind	Sun	Rad	ETo
	°C	°C	%	km/day	hours	MJ/m ² /day	mm/month
January	2.4	14.0	71	250	6.2	10.4	52.96
February	3.1	15.2	69	250	6.5	12.9	59.80
March	5.4	19.0	65	276	7.5	16.9	98.51
April	6.6	22.0	61	285	7.6	19.6	123.59
May	10.8	26.5	58	267	9.0	23.0	161.54
June	15.5	33.0	45	259	10.9	26.2	213.63
July	18.9	36.7	40	250	11.6	26.9	247.97
August	18.9	36.1	42	250	10.7	24.4	232.31
September	15.2	30.6	56	233	8.9	19.5	157.54
October	12.7	25.6	63	242	7.7	15.0	115.42
November	6.6	17.3	71	233	6.6	11.3	63.18
December	4.1	13.8	74	250	6.0	9.6	47.93
Average	10.0	24.2	60	254	8.3	18.0	1574.37

Figure V-1 :calcul de L'ET0 entrées dans le Cropwat

V.3 L'évapotranspiration maximale (ETM ou ETc)

L'évapotranspiration maximale d'une culture (ETM) qui régissent les besoins en eau d'une culture durant un stade végétatif donné se calcule en multipliant l'évapotranspiration de référence ET_o par un coefficient cultural, K_c.

$$ET_c = K_c \times ET_o$$

Avec: K_c: Représente le coefficient cultural, les facteurs qui influent sur la valeur de kc sont :

- les caractéristiques de la culture,
- les dates de plantation ou de semis,
- le rythme de son développement
- la durée de son cycle végétatif,
- les conditions climatiques, en particulier au début de la croissance
- la fréquence des pluies ou des irrigations.

V.4 Efficience de l'irrigation

L'efficience d'irrigation est définie par le rapport entre le besoin d'eau strictement nécessaire à la culture et le volume d'eau à introduire dans le réseau d'irrigation. La différence entre les deux volumes indique les pertes.

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

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

$$E_i = E_t \cdot E_d \cdot E_u$$

- Avec:
- E_i**: Efficacité d'irrigation en (%)
 - E_t**: Efficacité de transport (%)
 - E_d**: Efficacité de type de distribution en (%)
 - E_u**: Efficacité de l'uniformité de la distribution.

L'évaluation exacte des pertes est très difficile et même presque impossible, suite des multiples variables qui interviennent. On considère une efficacité globale, produit entre les trois efficacités décrites ci-dessus égalé à 0,75

V.5 La pluie efficace :

La pluie efficace est définie comme étant la fraction des précipitations qui contribuent effectivement à la satisfaction des besoins 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 la figure suivante:

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

Précipitations par mois

Station: RAS EL MA Méthode Précipitations eff.: USDA S.C. Method

	Rain	Eff rain
	mm	mm
January	37.4	35.2
February	36.0	33.9
March	30.6	29.1
April	30.0	28.6
May	17.0	16.5
June	4.8	4.8
July	1.2	1.2
August	2.1	2.1
September	13.6	13.3
October	23.9	23.0
November	38.5	36.2
December	39.2	36.7
Total	274.3	260.5

Figure V-2 : Calcul de la pluie efficace par le Cropwat

Tableau V-1 : Précipitation efficace dans la zone d'étude.

MOIS	SEPT	OCT.	NOV.	DEC.	JAN	FEV.	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU
P (MM)	13,59	23,87	38,54	39,16	37,39	35,95	30,61	30,03	16,96	4,83	1,24	2,15
P _{EFF} (MM)	13.3	23.0	36.2	36.7	35.2	33.9	29.1	28.6	16.5	4.8	1.2	2.1

V.6 Définition des besoins en eau d'irrigation nette d'une culture

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

$$B = ETM - (P_{eff} + RFU_{i-1})$$

Et :

$$ETM = ET_0 * KC$$

Avec :

- **Kc** : coefficient qui dépend des conditions climatologiques
- **B** : besoin en eau d'irrigation (mm).
- **ETM** : évapotranspiration (mm/mois).
- **Peff** : pluie efficace

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

- **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 :

$$\text{RFU} = Y (\text{Hcc} - \text{Hpf}) \cdot \text{Da} \cdot \text{Z}$$

Avec :

- **Y** : degré de tarissement. (2/3)
- **Da** : densité apparente (1.35).
- **Z** : profondeur d'enracinement mm.
- **Hcc** : humidité à la capacité au champ, dans notre cas. On prend (27%)
- **Hpf** : humidité au point de flétrissement, dans notre cas. On prend (16%)
- **Pe_{ff}** : pluie efficace.

V.6.2 Calcul du débit spécifique

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

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

Avec :

- **B_{net}** : besoin net du mois de pointe en mm/mois.
- **N_i** : nombre des heures d'irrigation=24h
- **N_j** : nombre de jours du mois de pointe =30 jours
- **E_{i(k)}** : Efficience d'irrigation

V.6.3 Evaluation du débit caractéristique :

Le calcul des débits caractéristiques permet de définir le débit maximum que le système de desserte aura à fournir pour l'irrigation de chaque parcelle, déterminé en multipliant le débit de pointe par la surface agricole utile, voir la formule suivante :

$$Q_{car} = q_s \cdot S$$

Avec :

- **q_s** : débit spécifique de mois de pointe en (l/s/ha)
- **S** : la superficie totales à irriguer = 400 ha

V.8 Assolements des cultures

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

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

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

La rotation culturale est un élément important du maintien ou de l'amélioration de la fertilité des sols et donc un atout pour l'augmentation des rendements. On peut ainsi avoir des rotations biennales, triennales, quadriennale... .

L'assolement proposé est détaillé comme suit :

Tableau V-3 : Assolement propose pour le périmètre de RAS EL MA

SOLE I		SOLE II	
CULTURE	SUPERFICIE (HA)	CULTURE	SUPERFICIE (HA)
BLE DUR/ BLE TENDRE	28	SORGHO	28
MAIS FOURRAGER	20	ORGE	20
ORGE	29	BLE DUR / BLE TENDRE	29
LUZERNE	24	LUZERNE	24
VESCE/AVOINE	19	MAIS FOURRAGER	19
OLIVIER	34	OLIVIER	34
POMMIER	20	POMMIER	20
AMANDIER SUR FRANC	26	AMANDIER SUR FRANC	26
TOTAL	200		200

V.9 Estimation des besoins en eau des cultures :

Pour chaque culture on calcule les besoins suivant le stade végétatif :

$$\text{Besoin brut (mm)} = \text{Besoin nette} / k$$

Avec :

- K : coefficient de l'efficience d'irrigation
- K= [0.45,0.5] pour le système gravitaire
- K=0.75 pour le système d'aspersion
- K= 0.9 pour le système goutte à goutte

On a choisi k=0.75 le système d'aspersion

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

Tableau V-4 :Besoins en eau des céréales (Blé):

MOIS	DECADE	PHASE	Kc	ETC	ETC	PLUIE EFF,	BES, IRR,	BES/IRR
			COEFF	MM/JOUR	MM/DEC	MM/DEC	MM/DEC	MM/MOIS
DEC	1	INIT	0,3	0,52	5,2	12,2	0	0
DEC	2	INIT	0,3	0,46	4,6	12,3	0	
DEC	3	CROIS	0,3	0,48	5,3	12,1	0	
JAN	1	CROIS	0,35	0,57	5,7	11,9	0	0
JAN	2	CROIS	0,41	0,71	7,1	11,7	0	
JAN	3	CROIS	0,49	0,9	9,9	11,6	0	
FEV	1	CROIS	0,56	1,12	11,2	11,5	0	4,9
FEV	2	CROIS	0,63	1,35	13,5	11,4	2	
FEV	3	CROIS	0,69	1,72	13,8	10,9	2,9	
MAR	1	CROIS	0,76	2,14	21,4	10,1	11,3	53
MAR	2	CROIS	0,83	2,62	26,2	9,6	16,7	
MAR	3	CROIS	0,9	3,14	34,5	9,5	25	
AVR	1	CROIS	0,97	3,7	37	9,9	27,1	101,3
AVR	2	CROIS	1,04	4,29	42,9	10	32,9	
AVR	3	CROIS	1,11	4,98	49,8	8,5	41,3	
MAI	1	MI-SAIS	1,18	5,72	57,2	6,8	50,4	181
MAI	2	MI-SAIS	1,21	6,28	62,8	5,5	57,3	
MAI	3	MI-SAIS	1,21	7,05	77,5	4,2	73,3	
JUI	1	MI-SAIS	1,21	7,89	78,9	2,7	76,3	238,1
JUI	2	ARR-SAIS	1,2	8,65	86,5	1,2	85,3	
JUI	3	ARR-SAIS	1,04	7,75	77,5	1	76,5	
JUI	1	ARR-SAIS	0,81	6,29	62,9	0,7	62,2	132,6
JUI	2	ARR-SAIS	0,58	4,72	47,2	0,3	46,9	
JUI	3	ARR-SAIS	0,38	2,99	24	0,3	23,5	
TOTAL					862,7	186	710,8	

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

Tableau V-5 :Besoins en eau de Maïs :

MOIS	DECADE	PHASE	KC	ETC	ETC	PLUIE EFF,	BES, IRR,	BES,IRR
			COEFF	MM/JOUR	MM/DEC	MM/DEC	MM/DEC	MM/MOIS
NOV	1	INIT	0,3	0,77	7,7	11	0	0
NOV	2	INIT	0,3	0,6	6	12,6	0	
NOV	3	INIT	0,3	0,56	5,6	12,5	0	
DEC	1	CROIS	0,35	0,61	6,1	12,2	0	0
DEC	2	CROIS	0,45	0,7	7	12,3	0	
DEC	3	CROIS	0,55	0,88	9,7	12,1	0	
JAN	1	CROIS	0,65	1,08	10,8	11,9	0	6,8
JAN	2	CROIS	0,75	1,28	12,8	11,7	1,1	
JAN	3	CROIS	0,85	1,57	17,3	11,6	5,7	
FEV	1	CROIS	0,95	1,9	19	11,5	7,4	30
FEV	2	CROIS	1,05	2,24	22,4	11,4	10,9	
FEV	3	CROIS	1,14	2,82	22,5	10,9	11,7	
MAR	1	CROIS	1,22	3,46	34,6	10,1	24,5	94,3
MAR	2	MI-SAIS	1,27	4,02	40,2	9,6	30,7	
MAR	3	MI-SAIS	1,27	4,42	48,6	9,5	39,1	
AVR	1	MI-SAIS	1,27	4,82	48,2	9,9	38,2	119,5
AVR	2	ARR-SAIS	1,26	5,2	52	10	42	
AVR	3	ARR-SAIS	1,07	4,78	47,8	8,5	39,3	
MAI	1	ARR-SAIS	0,76	3,69	36,9	6,8	30,1	46,7
MAI	2	ARR-SAIS	0,47	2,46	22,1	4,9	16,6	
TOTAL					477.4	211.2	297.3	

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

Tableau V-6 :Besoins en eau d'Orge :

MOIS	DECADE	PHASE	KC	ETC	ETC	PLUIE EFF,	BES, IRR,	BES,IRR
			COEFF	MM/JOUR	MM/DEC	MM/DEC	MM/DEC	MM/MOIS
OCT	2	INIT	0,3	1,12	6,7	4,5	3	4,5
OCT	3	INIT	0,3	0,96	10,5	9	1,5	
NOV	1	INIT	0,3	0,77	7,7	11	0	0
NOV	2	CROIS	0,32	0,64	6,4	12,6	0	
NOV	3	CROIS	0,39	0,73	7,3	12,5	0	
DEC	1	CROIS	0,47	0,81	8,1	12,2	0	0
DEC	2	CROIS	0,55	0,84	8,4	12,3	0	
DEC	3	CROIS	0,62	1	11	12,1	0	
JAN	1	CROIS	0,7	1,16	11,6	11,9	0	7,5
JAN	2	CROIS	0,78	1,33	13,3	11,7	1,6	
JAN	3	CROIS	0,86	1,59	17,5	11,6	5,9	
FEV	1	CROIS	0,94	1,87	18,7	11,5	7,2	28
FEV	2	CROIS	1,01	2,16	21,6	11,4	10,2	
FEV	3	CROIS	1,08	2,68	21,5	10,9	10,6	
MAR	1	CROIS	1,15	3,25	32,5	10,1	22,4	87,8
MAR	2	MI-SAIS	1,2	3,82	38,2	9,6	28,7	
MAR	3	MI-SAIS	1,21	4,21	46,3	9,5	36,7	
AVR	1	MI-SAIS	1,21	4,59	45,9	9,9	35,9	121
AVR	2	MI-SAIS	1,21	4,97	49,7	10	39,6	
AVR	3	MI-SAIS	1,21	5,4	54	8,5	45,5	
MAI	1	ARR-SAIS	1,09	5,29	52,9	6,8	46	105,1
MAI	2	ARR-SAIS	0,78	4,04	40,4	5,5	34,9	
MAI	3	ARR-SAIS	0,44	2,58	28,4	4,2	24,2	
JUI	1	ARR-SAIS	0,25	1,64	1,6	0,3	1,6	1,6
TOTAL					560,3	229,7	355,5	

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

Tableau V-7 :Besoins en eau de luzerne:

MOIS	DECADE	PHASE	KC	ETC	ETC	PLUIE EFF,	BES, IRR,	BES,IRR
			COEFF	MM/JOUR	MM/DEC	MM/DEC	MM/DEC	MM/MOIS
OCT	2	INIT	0,93	3,47	20,8	4,5	10,1	15,1
OCT	3	INIT	0,4	1,27	14	9	5	
NOV	1	INIT	0,4	1,03	10,3	11	0	0
NOV	2	INIT	0,4	0,8	8	12,6	0	
NOV	3	INIT	0,4	0,74	7,4	12,5	0	
DEC	1	INIT	0,4	0,69	6,9	12,2	0	0
DEC	2	INIT	0,4	0,62	6,2	12,3	0	
DEC	3	INIT	0,4	0,64	7	12,1	0	
JAN	1	INIT	0,4	0,66	6,6	11,9	0	0
JAN	2	INIT	0,4	0,68	6,8	11,7	0	
JAN	3	INIT	0,4	0,74	8,1	11,6	0	
FEV	1	INIT	0,4	0,8	8	11,5	0	0
FEV	2	INIT	0,4	0,85	8,5	11,4	0	
FEV	3	INIT	0,4	0,99	7,9	10,9	0	
MAR	1	INIT	0,4	1,13	11,3	10,1	1,2	21,9
MAR	2	CROIS	0,46	1,45	14,5	9,6	4,9	
MAR	3	CROIS	0,66	2,3	25,3	9,5	15,8	
AVR	1	CROIS	0,87	3,3	33	9,9	23,1	90,3
AVR	2	MI-SAIS	1	4,1	41	10	31	
AVR	3	MI-SAIS	1	4,47	44,7	8,5	36,2	
MAI	1	MI-SAIS	1	4,84	48,4	6,8	41,5	148
MAI	2	MI-SAIS	1	5,2	52	5,5	46,5	
MAI	3	MI-SAIS	1	5,84	64,2	4,2	60	
JUI	1	MI-SAIS	1	6,54	65,4	2,7	62,7	207,2
JUI	2	MI-SAIS	1	7,21	72,1	1,2	70,8	
JUI	3	MI-SAIS	1	7,46	74,6	1	73,7	
JUI	1	MI-SAIS	1	7,76	77,6	0,7	76,9	243,8
JUI	2	MI-SAIS	1	8,08	80,8	0,3	80,6	

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

JUI	3	MI-SAIS	1	7,88	86,7	0,4	86,3	
AOU	1	MI-SAIS	1	7,78	77,8	0,3	77,5	227,9
AOU	2	MI-SAIS	1	7,68	76,8	0,3	76,5	
AOU	3	MI-SAIS	1	6,87	75,5	1,7	73,9	
SEP	1	ARR-SAIS	1	5,98	59,8	3,2	56,6	144
SEP	2	ARR-SAIS	0,98	5,17	51,7	4,5	47,2	
SEP	3	ARR-SAIS	0,97	4,58	45,8	5,5	40,2	
OCT	1	ARR-SAIS	0,95	4	40	6,5	33,5	43,6
OCT	2	ARR-SAIS	0,93	3,47	13,9	3	10,1	
TOTAL					1359.7	260.6	1141.8	

Tableau V-8 : Besoins en eau du vesce :

MOIS	DECADE	PHASE	KC	ETC	ETC	PLUIE EFF,	BES, IRR,	BES/IRR
			COEFF	MM/JOUR	MM/DEC	MM/DEC	MM/DEC	MM/MOIS
NOV	1	INIT	0,3	0,77	7,7	10,9	0	0
NOV	2	INIT	0,3	0,6	6	12,6	0	
NOV	3	INIT	0,3	0,56	5,6	12,5	0	
DEC	1	CROIS	0,39	0,68	6,8	12,2	0	1
DEC	2	CROIS	0,57	0,87	8,7	12,3	0	
DEC	3	CROIS	0,75	1,19	13,1	12,1	1	
JAN	1	MI-SAIS	0,92	1,53	15,3	11,9	3,4	17
JAN	2	MI-SAIS	0,99	1,68	16,8	11,7	5,1	
JAN	3	MI-SAIS	0,99	1,82	20,1	11,6	8,5	
FEV	1	MI-SAIS	0,99	1,96	19,6	11,5	8,1	26,4
FEV	2	MI-SAIS	0,99	2,1	21	11,5	9,6	
FEV	3	MI-SAIS	0,99	2,45	19,6	10,9	8,7	
MAR	1	MI-SAIS	0,99	2,79	27,9	10,1	17,8	67,9
MAR	2	MI-SAIS	0,99	3,13	31,3	9,6	21,8	
MAR	3	MI-SAIS	0,99	3,44	37,8	9,5	28,3	
AVR	1	MI-SAIS	0,99	3,75	37,5	9,9	27,6	93,8
AVR	2	MI-SAIS	0,99	4,06	40,6	10	30,6	

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

AVR	3	ARR-SAIS	0,98	4,41	44,1	8,5	35,6	
MAI	1	ARR-SAIS	0,88	4,28	42,8	6,8	35,9	99,7
MAI	2	ARR-SAIS	0,72	3,77	37,7	5,5	32,2	
MAI	3	ARR-SAIS	0,56	3,25	35,8	4,2	31,6	
JUI	1	ARR-SAIS	0,41	2,66	21,3	2,1	18,6	18,6
TOTAL					517,2	218,1	324,2	

Tableau V-9 : Besoins en eau de l'avoine :

MOIS	DECADE	PHASE	KC	ETC	ETC	PLUIE EFF,	BES, IRR,	BES,IRR
			COEFF	MM/JOUR	MM/DEC	MM/DEC	MM/DEC	MM/MOIS
NOV	1	INIT	0,3	0,77	7,7	10,9	0	0
NOV	2	INIT	0,3	0,6	6	12,6	0	
NOV	3	INIT	0,3	0,56	5,6	12,5	0	
DEC	1	CROIS	0,39	0,68	6,8	12,2	0	0,9
DEC	2	CROIS	0,56	0,87	8,7	12,3	0	
DEC	3	CROIS	0,74	1,18	13	12,1	0,9	
JAN	1	CROIS	0,92	1,51	15,1	11,9	3,2	21,7
JAN	2	MI-SAIS	1,08	1,85	18,5	11,7	6,8	
JAN	3	MI-SAIS	1,14	2,11	23,3	11,6	11,7	
FEV	1	MI-SAIS	1,14	2,28	22,8	11,5	11,2	35,9
FEV	2	MI-SAIS	1,14	2,44	24,4	11,5	12,9	
FEV	3	MI-SAIS	1,14	2,84	22,7	10,9	11,8	
MAR	1	MI-SAIS	1,14	3,23	32,3	10,1	22,2	83,4
MAR	2	MI-SAIS	1,14	3,63	36,3	9,6	26,8	
MAR	3	MI-SAIS	1,14	3,99	43,9	9,5	34,4	
AVR	1	MI-SAIS	1,14	4,35	43,5	9,9	33,6	113,3
AVR	2	MI-SAIS	1,14	4,71	47,1	10	37,1	
AVR	3	ARR-SAIS	1,14	5,11	51,1	8,5	42,6	
MAI	1	ARR-SAIS	0,96	4,65	46,5	6,8	39,7	87,1
MAI	2	ARR-SAIS	0,68	3,54	35,4	5,5	29,9	
MAI	3	ARR-SAIS	0,41	2,41	21,7	3,4	17,5	

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

TOTAL					532,4	215,2	342,2	
-------	--	--	--	--	-------	-------	-------	--

Tableau V-10 : Besoins en eau de sorgho :

MOIS	DECADE	PHASE	KC	ETC	ETC	PLUIE EFF,	BES, IRR,	BES/IRR
			COEFF	MM/JOUR	MM/DEC	MM/DEC	MM/DEC	MM/MOIS
NOV	1	INIT	0,3	0,77	7,7	10,9	0	0
NOV	2	INIT	0,3	0,6	6	12,6	0	
NOV	3	INIT	0,3	0,56	5,6	12,5	0	
DEC	1	CROIS	0,38	0,66	6,6	12,2	0	0
DEC	2	CROIS	0,53	0,82	8,2	12,3	0	
DEC	3	CROIS	0,69	1,1	12,1	12,1	0	
JAN	1	CROIS	0,85	1,4	14	11,9	2,1	17,2
JAN	2	MI-SAIS	0,99	1,7	17	11,7	5,3	
JAN	3	MI-SAIS	1,05	1,94	21,3	11,6	9,8	
FEV	1	MI-SAIS	1,05	2,09	20,9	11,5	9,3	30,2
FEV	2	MI-SAIS	1,05	2,24	22,4	11,5	10,9	
FEV	3	MI-SAIS	1,05	2,6	20,8	10,9	10	
MAR	1	MI-SAIS	1,05	2,97	29,7	10,1	19,5	74
MAR	2	MI-SAIS	1,05	3,33	33,3	9,6	23,8	
MAR	3	MI-SAIS	1,05	3,66	40,3	9,5	30,7	
AVR	1	MI-SAIS	1,05	3,99	39,9	9,9	30	101,6
AVR	2	MI-SAIS	1,05	4,32	43,2	10	33,2	
AVR	3	ARR-SAIS	1,05	4,7	47	8,5	38,4	
MAI	1	ARR-SAIS	0,98	4,74	47,4	6,8	40,5	124,5
MAI	2	ARR-SAIS	0,87	4,52	45,2	5,5	39,7	
MAI	3	ARR-SAIS	0,75	4,41	48,5	4,2	44,3	
JUI	1	ARR-SAIS	0,65	4,25	34	2,1	31,4	31,4
					571,1	218,1	378,9	

Tableau V-11 : Besoins en eau des oliviers :

MOIS	DECADE	PHASE	KC	ETC	ETC	PLUIE	BES,	BES,IRR
------	--------	-------	----	-----	-----	-------	------	---------

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

						EFF,	IRR,	
			COEFF	MM/JOUR	MM/DEC	MM/DEC	MM/DEC	MM/MOIS
AVR	2	INIT	0,5	1,79	10,7	6,7	5,2	24,8
AVR	3	INIT	0,5	1,89	18,9	10,1	8,8	
MAI	1	INIT	0,5	1,99	19,9	9,1	10,8	
MAI	2	INIT	0,5	2,09	20,9	8,1	12,8	52
MAI	3	INIT	0,5	2,3	25,3	6,7	18,5	
JUI	1	CROIS	0,51	2,58	25,8	5,1	20,7	
JUI	2	CROIS	0,57	3,07	30,7	3,7	27,1	101,3
JUI	3	CROIS	0,62	3,65	36,5	3,2	33,3	
JUI	1	CROIS	0,67	4,38	43,8	2,9	40,9	
JUI	2	CROIS	0,73	5,12	51,2	2,4	48,8	161,3
JUI	3	CROIS	0,78	5,41	59,5	2	57,5	
AOU	1	MI-SAIS	0,82	5,61	56,1	1,1	55	
AOU	2	MI-SAIS	0,82	5,61	56,1	0,4	55,7	146,4
AOU	3	MI-SAIS	0,82	4,95	54,5	2	52,4	
SEP	1	MI-SAIS	0,82	4,24	42,4	4	38,3	
SEP	2	MI-SAIS	0,82	3,64	36,4	5,5	30,9	78,9
SEP	3	MI-SAIS	0,82	3,25	32,5	6	26,6	
OCT	1	ARR-SAIS	0,79	2,77	27,7	6,2	21,4	
OCT	2	ARR-SAIS	0,73	2,2	22	6,8	15,2	29,3
OCT	3	ARR-SAIS	0,66	1,72	18,9	7,9	11	
NOV	1	ARR-SAIS	0,59	1,25	12,5	9,4	3,1	
NOV	2	ARR-SAIS	0,52	0,87	8,7	10,6	0	
TOTAL					710,9	119,9	593,9	

Tableau V-12 : Besoins en eau des pommiers :

MOIS	DECADE	PHASE	KC	ETC	ETC	PLUIE EFF,	BES, IRR,	BES/IRR
			COEFF	MM/JOUR	MM/DEC	MM/DEC	MM/DEC	MM/MOIS
NOV	1	INIT	0,85	2,19	21,9	10,9	11	18,8
NOV	2	INIT	0,85	1,7	17	12,6	4,5	
NOV	3	INIT	0,85	1,57	15,7	12,5	3,3	
DEC	1	INIT	0,85	1,47	14,7	12,2	2,5	6,2

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

DEC	2	INIT	0,85	1,31	13,1	12,3	0,8	
DEC	3	CROIS	0,85	1,36	15	12,1	2,9	
JAN	1	CROIS	0,86	1,43	14,3	11,9	2,4	12,7
JAN	2	CROIS	0,88	1,51	15,1	11,7	3,4	
JAN	3	CROIS	0,91	1,68	18,4	11,6	6,9	
FEV	1	CROIS	0,93	1,85	18,5	11,5	6,9	24
FEV	2	CROIS	0,95	2,02	20,2	11,5	8,8	
FEV	3	CROIS	0,97	2,4	19,2	10,9	8,3	
MAR	1	CROIS	0,98	2,79	27,9	10,1	17,7	70
MAR	2	CROIS	1,01	3,19	31,9	9,6	22,4	
MAR	3	MI-SAIS	1,03	3,58	39,4	9,5	29,9	
AVR	1	MI-SAIS	1,04	3,94	39,4	9,9	29,5	100
AVR	2	MI-SAIS	1,04	4,26	42,6	10	32,6	
AVR	3	MI-SAIS	1,04	4,64	46,4	8,5	37,9	
MAI	1	MI-SAIS	1,04	5,02	50,2	6,8	43,3	154,1
MAI	2	MI-SAIS	1,04	5,39	53,9	5,5	48,4	
MAI	3	MI-SAIS	1,04	6,05	66,6	4,2	62,4	
JUI	1	MI-SAIS	1,04	6,78	67,8	2,7	65,1	215,1
JUI	2	MI-SAIS	1,04	7,47	74,7	1,2	73,5	
JUI	3	MI-SAIS	1,04	7,74	77,4	1	76,5	
JUI	1	MI-SAIS	1,04	8,05	80,5	0,7	79,8	252,8
JUI	2	MI-SAIS	1,04	8,38	83,8	0,2	83,6	
JUI	3	ARR-SAIS	1,03	8,17	89,8	0,4	89,4	
AOU	1	ARR-SAIS	1,02	7,94	79,4	0,3	79,1	228,4
AOU	2	ARR-SAIS	1	7,7	77	0,2	76,7	
AOU	3	ARR-SAIS	0,98	6,75	74,2	1,6	72,6	
SEP	1	ARR-SAIS	0,96	5,76	57,6	3,2	54,4	137,6
SEP	2	ARR-SAIS	0,94	4,95	49,5	4,5	45	
SEP	3	ARR-SAIS	0,92	4,38	43,8	5,5	38,2	
OCT	1	ARR-SAIS	0,9	3,83	38,3	6,5	31,8	78,6
OCT	2	ARR-SAIS	0,89	3,3	33	7,5	25,5	
OCT	3	ARR-SAIS	0,87	2,76	30,3	9	21,3	

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

					1558,8	260,6	1298,2	
--	--	--	--	--	--------	-------	--------	--

Tableau V-13 : Besoins en eau des Amandiers :

MOIS	DECADE	PHASE	KC	ETC	ETC	PLUIE EFF,	BES, IRR,	BES/IRR
			COEFF	MM/JOUR	MM/DEC	MM/DEC	MM/DEC	MM/MOIS
MAR	1	INIT	0,55	1,56	15,6	10,1	5,4	24,9
MAR	2	INIT	0,55	1,75	17,5	9,6	7,9	
MAR	3	INIT	0,55	1,92	21,1	9,5	11,6	
AVR	1	INIT	0,55	2,09	20,9	9,9	11	39,7
AVR	2	INIT	0,55	2,27	22,7	10	12,6	
AVR	3	INIT	0,55	2,47	24,7	8,5	16,1	
MAI	1	INIT	0,55	2,67	26,7	6,8	19,8	74,1
MAI	2	INIT	0,55	2,87	28,7	5,5	23,1	
MAI	3	INIT	0,55	3,22	35,4	4,2	31,2	
JUI	1	CROIS	0,55	3,61	36,1	2,7	33,4	115,5
JUI	2	CROIS	0,56	4,07	40,7	1,2	39,5	
JUI	3	CROIS	0,58	4,36	43,6	1	42,6	
JUI	1	CROIS	0,6	4,67	46,7	0,7	46	151,1
JUI	2	CROIS	0,62	5,02	50,2	0,2	50	
JUI	3	CROIS	0,64	5,05	55,5	0,4	55,1	
AOU	1	CROIS	0,66	5,14	51,4	0,3	51,1	152,7
AOU	2	MI-SAIS	0,68	5,2	52	0,2	51,8	
AOU	3	MI-SAIS	0,68	4,68	51,5	1,6	49,8	
SEP	1	MI-SAIS	0,68	4,08	40,8	3,2	37,6	95,5
SEP	2	MI-SAIS	0,68	3,57	35,7	4,5	31,2	
SEP	3	MI-SAIS	0,68	3,23	32,3	5,5	26,7	
OCT	1	MI-SAIS	0,68	2,88	28,8	6,5	22,3	54,9
OCT	2	MI-SAIS	0,68	2,53	25,3	7,5	17,8	
OCT	3	MI-SAIS	0,68	2,17	23,8	9	14,8	
NOV	1	MI-SAIS	0,68	1,75	17,5	10,9	6,6	7,8
NOV	2	MI-SAIS	0,68	1,36	13,6	12,6	1,1	
NOV	3	MI-SAIS	0,68	1,26	12,6	12,5	0,1	

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

DEC	1	MI-SAIS	0,68	1,18	11,8	12,2	0	0
DEC	2	MI-SAIS	0,68	1,05	10,5	12,3	0	
DEC	3	MI-SAIS	0,68	1,09	12	12,1	0	
JAN	1	MI-SAIS	0,68	1,13	11,3	11,9	0	1,5
JAN	2	ARR-SAIS	0,67	1,15	11,5	11,7	0	
JAN	3	ARR-SAIS	0,64	1,19	13,1	11,6	1,5	
FEV	1	ARR-SAIS	0,61	1,21	12,1	11,5	0,6	1,5
FEV	2	ARR-SAIS	0,58	1,23	12,3	11,5	0,9	
FEV	3	ARR-SAIS	0,55	1,36	10,9	10,9	0	
					976,9	260,6	719,5	

V.10 Calcul des besoins en eau pour les Assolements 1 et 2 :

Tableau V-14 :Récapitulatif des besoins pour l'assolement 1.

Mois	Ble	mais	orge	Luzerne	vesce	avoine	pommier	olivier	Amandier
Sep	0	0	0	129.8	0	0	9	78,9	95,5
Oct	0	0	4,5	75.1	0	0	0.2	29,3	54,9
Nov	0	0	0	0	0	0	3.2	0	7,8
Dec	0	0	0	0	1	0,9	10.1	0	0
Janv	0	6,8	7,5	0	17	21,7	42.6	0	0
Fev	4,9	30	28	0	26,4	35,9	62.8	0	0
Mars	53	94,3	87,8	10.3	67,9	83,4	104.7	0	24,9
Avril	101,3	119,5	121	56.1	93,8	113,3	151.3	24,8	39,7
Mai	181	46,7	105,1	131.1	99,7	87,1	179.7	52	74,1
juin	238,1	0	0	185.4	18,6	0	172.3	101,3	115,5
Juil	132,6	0	1,6	218.6	0	0	107.7	161,3	151,1
Aout	0	0	0	204.2	0	0	63.7	146,4	152,7
Total	710,9	297,3	355,5	1010.5	324,4	342,3	907.3	594	716,2
Bes max	238,1	119.5	105,1	218.6	99,7	113,3	179.7	161,3	152,7

Tableau V-15 :Récapitulatif des besoins pour l'assolement 2

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

Mois	Ble	maïs	orge	Luzerne	Bersim	pommier	olivier	Amandier
Sep	0	0	0	129.8	0	9	78,9	95,5
Oct	0	0	4,5	75.1	0	0.2	29,3	54,9
Nov	0	0	0	0	0	3.2	0	7,8
Dec	0	0	0	0	0	10.1	0	0
Janv	0	6,8	7,5	0	17,2	42.6	0	0
Fev	4,9	30	28	0	30,2	62.8	0	0
Mars	53	94,3	87,8	10.3	74	104.7	0	24,9
Avril	101,3	119,5	121	56.1	101,6	151.3	24,8	39,7
Mai	181	46,7	105,1	131.1	124,5	179.7	52	74,1
juin	238,1	0	0	185.4	31,4	172.3	101,3	115,5
Juil	132,6	0	1,6	218.6	0	107.7	161,3	151,1
Aout	0	0	0	204.2	0	63.7	146,4	152,7
Total	710,9	297,3	355,5	1010.5	378,9	907.3	594	716,2
Bes max	238,1	119.5	105,1	218.6	124,5	179.7	161,3	152,7

Pour le calcul du débit spécifique on peut prétendre a deux méthode :

- Prendre la moyenne des débits spécifiques de l'ensemble des cultures;
- Prendre en considération la moyen des débits spécifiques des cultures les plus exigeantes;

on a essayé de travailler avec la Deuxième méthode et on Prendre la moyenne des débits spécifiques des cultures les plus exigeantes :

Remarque : pour les cultures les plus exigeantes et pour les deux assolement et d'après les deux tableau on remarque que les cultures (pommier, Blé, Luzerne) ont une demande plus élevé que les autres cultures alors on note que ces derniers sont les cultures les plus exigeante.

$$qs = \frac{Bnet * 10 * 1000}{Nj * Ni * 3600 * Ei} \text{ l/s/ha}$$

Avec :

- **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(k)** : Efficience d'irrigation

Tableau V-16 :débit spécifique des cultures les plus exigent

	Ble	Luzerne	Pommier
Bnet(mm/mois)	238,1	218,6	179,7
Qs(l/s/ha)	1,22	1,12	0,924

$$Qs = (1.22 + 1.12 + 0.924) / 3$$

$$Qs = 1.091 \text{ l/s/ha}$$

Ce débit est largement inférieur à 1,5 l/s/ha donc le choix de ce débit reste valable.

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

V.11 Evaluation du débit caractéristique

Le calcul des débits caractéristiques permet de définir le débit maximum que le système de desserte aura à fournir pour l'irrigation de chaque parcelle, déterminé en multipliant le débit de pointe par la surface agricole utile, voir la formule suivante :

$$Q_{car} = q_s \cdot S$$

Avec :

- q_s : débit spécifique de mois de pointe en (l/s/ha)
- S : la superficie nette à irriguer = 200 ha

$$Q_{car} = q_s \cdot S = 1.09 \cdot 200 = 217 \text{ l/s} = \quad \quad \quad \mathbf{Q_{car}=1166.4 \text{ m}^3 / \text{h}}$$

V.12 Estimation des besoins en eau totaux du secteur

Tableau V-17 : Besoin en eau d'irrigation des cultures du 1er assolement

	Surface (ha)	B nett (mm)	efficience (%)	B brut (m3/ha)	B total (m3)
Ble dur	28	710,9	0,75	5331,75	149289
Mais	20	297,3	0,75	2229,75	44595
orge	29	355,5	0,75	2666,25	77321,25
Luzerne	24	1010,5	0,75	7578,75	181890
Vesce/avoine	19	666,7	0,75	5000,25	95004,75
Olivier	34	594	0,75	4455	151470
pommier	20	907,3	0,75	6804,75	136095
Amandier	26	716,2	0,75	5371,5	139659
Total	200	4970,6	/	37279,5	934312,5

Tableau V-18 : Besoin en eau d'irrigation des cultures du 1er assolement

	Surface (ha)	B nett (mm)	efficience (%)	B brut (m3/ha)	B total (m3)
Ble dur	28	710,9	0,75	5331,75	149289
Mais	20	297,3	0,75	2229,75	44595
orge	29	355,5	0,75	2666,25	77321,25
Luzerne	24	1010,5	0,75	7578,75	181890
Bersim	19	378,9	0,75	2841,75	53993,25
Olivier	34	594	0,75	4455	151470
pommier	20	907,3	0,75	6804,75	136095
Amandier	26	716,2	0,75	5371,5	139659
Total	200	4970,6	/	37279,5	934312,5

Donc le volume annuel total nécessaire pour couvrir les besoins de ce périmètre est de **0.98 hm³**.

CHAPITRE VI :.....Les besoins en eaux des cultures

V.13 Les disponibilités des ressources en eaux usées domestiques

Les volumes des eaux usées domestiques épurées par la station de lagunage de la région d'étude ont été déterminés jusqu'à l'horizon 2030 sur la base des paramètres suivants :

- la population de base (RGPH, 2008)
- Le taux d'accroissement naturel de la population
- La dotation journalière par habitant en litre par jour et par habitant
- d'un coefficient de rejet des eaux domestiques consommées de 0,8.

Cependant, il est à noter que cette détermination par le calcul du potentiel des eaux usées domestiques, collectées à travers un réseau d'assainissement fiable et acheminées vers la station de lagunage, s'est fait dans des conditions normales, c'est-à-dire que la dotation en eau par habitant reste constante et que la croissance démographique reste linéaire et qu'elle ne soit pas perturbée par des phénomènes migratoires à l'avantage et /ou désavantage de la commune dans la production des eaux usées à épurer.

Le volume de production des eaux usées épurées à différents horizons est présenté dans le tableau suivant:

Tableau V-19 : Estimation des débits des eaux usées de Ras El Ma

ANNEES	2010	2015	2020	2025	2030
Habitants (hab.)*	33 395	35 711	38 318	41 254	44 559
Débit des besoins journaliers (m ³ /j)	5510	5893	6323	6807	7352
Débits des eaux usées moyen (m ³ /j)	4408	4714	5058	5446	5882
Débits annuels en eaux usées en m ³ /an	1 608 920	1 720 610	1 846 170	1 987 790	2 146 930

Source : HPO. Étude d'un système de lagunage avec un système de réutilisation des eaux épurées Ras El Ma

V.14 Conclusion

Cette étude a pour but principal de déterminer les besoins en eau des cultures ainsi que le volume nécessaire pour le mois de pointe et pour l'ensemble de l'année. Etant donné la vocation agricole de la région d'étude, nous avons choisi deux assolements qui prennent en considération les cultures céréalières. Et aussi d'après ce chapitre on peut dimensionner notre réseau d'irrigation qui est le prochaine chapitre (réseau d'adduction et réseau de distribution). En définitive, il faudra prévoir une disponibilité annuelle brute d'environ **0.98 hm³/an** qui est inférieur au débit estime fournie par la lagune de Ras El Ma qui est de l'orde de **1.6m³/an pour l'anne 2010**, cette quantité d'eau d'irrigation permettra aux agriculteurs de permuter et de diversifier leur plan de cultures, tout en garantissant leurs besoins en eau d'irrigation, avec une marge de sécurité satisfaisante.

Donc le volume total nécessaire du périmètre est de **1 Hm³** pour toute l'année.

VI. Chapitre : Etude du système d'adduction

VI-1) Introduction

Une des premières exigences pour une gestion rationnelle et efficace d'un système d'irrigation est une organisation convenable de ce système, depuis sa conception jusqu'à sa gestion en passant par son exploitation et sa maintenance

l'adduction est l'une des composantes de ce système, alors Dans ce chapitre nous allons aborder les variantes d'aménagement du système d'adduction et détaillé les structures et facteurs régissant la conception et la gestion d'un système d'adduction ainsi que les calculs hydrauliques de.

VI.2 Organisation du périmètre

VI.2.1 Ilots d'irrigation

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

La taille des îlots d'irrigation varie selon les possibilités pratiques de découpage des ilots en fonction de la situation foncière existante.

VI.2.2 Rôle et fonction des bornes d'irrigation

Chaque îlot sera équipé d'un ouvrage de desserte appelée borne d'irrigation. La borne comporte une ou plusieurs sorties ou « prises » suivant le nombre d'arrosages qu'elle doit assurer simultanément et qui doit assurer les fonctions suivantes :

- Assurer le comptage de l'eau livrée.
- Régler la pression.
- Régler le débit.
- Encaisser les suppressions accidentelles.

CHAPITRE VI :.....Etude du système d'adduction

VI.2.3 Modalités de distribution

VI.2.3.1 Distribution à la demande :

Cette technique laissant le choix à l'agriculteur d'utiliser sa propre borne ou prise d'irrigation en temps opportun. C'est le mode le plus couramment retenu, néanmoins, très complexe, car les appels de débits sont totalement aléatoires.

VI.2.3.2 Distribution au tour d'arrosage :

C'est un mode de desserte spécifique et très rigide, à module fixe et uniforme sur tout le réseau, chaque irrigant pourra irriguer au cours d'un tour d'eau, pendant une durée proportionnelle à la surface irriguée.

VI.2.3.3 L'irrigation avec un tour d'arrosage à module variable sur tout le réseau :

Dans ce cas, les conduites de desserte sont calculées de manière à obtenir un fonctionnement continu au cours du tour d'eau et en fonction de la surface irriguée.

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

a) Tour d'arrosage à la borne :

Chacune des bornes du réseau reçoit un débit correspondant au débit fictif continu des superficies irriguées qu'elles desservent, chaque borne est équipée d'un limiteur de débit commun aux différentes prises.

b) Tour d'arrosage à l'antenne :

Dans le cas des petites propriétés, les modules disponibles lors de l'application des modalités précédentes, pourront être trop faibles, d'où l'option de regrouper plusieurs bornes sur une seule

antenne donnée. Le débit fictif continu relatif aux superficies irriguées, desservies par cette antenne, constituera le module d'irrigation délivré aux différentes prises de l'antenne.

VI.2.4 Calcul du débit aux bornes :

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

$$Q_b = q_s \cdot S$$

CHAPITRE VI :.....Etude du système d'adduction

Q_b = Débit de chaque ilot (l/s)

q_s = Débit spécifique (l/s/ha)

S =Superficie de l'ilot (ha)

VI.2.5 Choix du diamètre de la borne

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

Tableau VI-1:Choix du diamètre de la borne.

Débit fourni	Diamètre de la borne
$Q < 8$ l/s	D= 65mm
$8 < Q < 20$ l/s	D= 100mm
$20 < Q < 25$ l/s	D= 150mm
$Q > 25$ l/s	D= 200mm

Le calcul des débits des prises et des bornes est présenté dans le tableau V-2 :

Tableau VI-2 : Calcul des débits des ilots et choix du diamètre de la borne.

BORNE	TYPE	Surface(ha)	Surface a irrigue par sortie(ha)	Debit des bornes par sortie(l/s)	Diametre de sortie des bornes
B-1	C	6,24	6,24	6,8016	65
B-2,1	C	5,93	5,93	6,4637	65
B-2,2	C	5,93	5,93	6,4637	65
B-3,1	C	4,95	4,95	5,3955	65
B-3,2	A2/B	9,9	4,95	5,3955	65
B-4	A4	20,39	5,0975	5,556275	65
B-5	A2/B	8,07	4,035	4,39815	65
B-6	A4	15,02	3,755	4,09295	65
B-7	A4	16,5	4,125	4,49625	65
B-8	A2/B	7,56	3,78	4,1202	65
B-9	A2/B	6,72	3,36	3,6624	65
B-10	A2/B	12,09	6,045	6,58905	65
B-11	C	3,88	3,88	4,2292	65
B-12	A2/B	6,08	3,04	3,3136	65
B-13,1	A2/B	9,84	4,92	5,3628	65
B-13,2	C	4,92	4,92	5,3628	65
B-14	A4	18,64	4,66	5,0794	65
B-15,1	A2/B	11,44	5,72	6,2348	65
B-15,2	C	5,72	5,72	6,2348	65
B-16	A2/B	10,07	5,035	5,48815	65
B-17	A2/B	9,75	4,875	5,31375	65

CHAPITRE VI :.....Etude du système d'adduction

VI.2.6 Conclusion

Au total, le périmètre exige pour le secteur amont rive droite partie sud **21** bornes pour permettre l'alimentation de l'ensemble des parcelles sur une surface de **199.67ha**.

VI.3 Schéma de distribution

Une conduite enterrée en PEHD, PN16 bars, partira du réservoir et permettra d'alimenter les bornes et les parcelles par une distribution gravitaire.

Le système d'adduction est détaillé comme suit :

Le Lagune de Ras El Ma

Le lagune de Ras El Ma produite un volume de **2 146 930m³/ans** , ce volume est destiné à des fins agricole.

Station de pompage

La station de pompage (SP) du périmètre est située Au sud de la station de lagunage de Ras El Ma. Les pompes sont alimentées par la bêche de reprise.

Réservoir de distribution.

C'est le bassin d'accumulation alimenté par la station de pompage, il a pour rôle de stocker l'eau et de la distribuer gravitairement aux différentes parcelles du périmètre. Ce réservoir a les caractéristiques suivantes :

Tableau VI-3 : Caractéristiques du bassin de régulation

Cote PHE	Cote PBE
819 m	813 m

VI.4 Adduction par refoulement (SP-réservoir de distribution)

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

VI.5 Caractéristique de la conduite de refoulement

Le dimensionnement de la conduite de refoulement s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de

CHAPITRE VI :.....Etude du système d'adduction

fonctionnement et celle de l'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un diamètre économique pour la conduite de refoulement.

VI.5.1 Calcul du diamètre économique

Pour le calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement, on utilise les deux formules approchées :

- ✓ Le débit d'équipement
- ✓ Le diamètre avec la formule de Bonin comme première approximation

$$Q_{eq} = \alpha \cdot Q_{max.j} \quad \text{telle que } \alpha : \text{Coefficient de correction, } \alpha \in [1.04 - 1.08]$$

$$Q_{eq} = 0.23 \text{ m}^3/\text{s}.$$

La station de pompage refoule un débit de **0.23m³/s**.

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

$$\text{Donc nous avons : } D = (0.23)^{0.5} \quad D = \mathbf{0.480m}$$

Le diamètre calculé obtenu est de **500mm**. Cependant, une analyse technico-économique, incluant plusieurs paramètres, devra nous orienter vers le meilleur diamètre.

VI.5.2 Calcul de la hauteur géométrique :

La hauteur géométrique (Hg) est la différence d'altitude entre la cote d'arrivée (réservoir PHE) et celle de départ (niveau de la station de pompage). Elle est calculée comme suit :

La hauteur géométrique maximale est ainsi de $813.84 - 751.56 = 62.28$ m

Donc la hauteur géométrique moyenne est de : **62.28 m**.

CHAPITRE VI :.....Etude du système d'adduction

VI.5.3 Calcul des pertes de charge totales :

VI.5.3.1 pertes de charge linéaires :

Les pertes de charge sont calculées comme suit :

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

L : longueur du tronçon en (m).

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

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m) :

I : gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\xi}{D})^{-2} \quad \text{(Formule de Nikuradzé)}$$

ξ : Rugosité absolue ; 0,046 mm

VI.5.3.2 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.

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l$$

VI.5.3.3 Calcul de la HMT :

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes et de la hauteur géométrique

$$\mathbf{HMT} = \mathbf{H_g} + \Delta \mathbf{H_a} + \Delta \mathbf{H_r} = \mathbf{H_g} + \Delta \mathbf{H_t}$$

H_g : la hauteur géométrique(m)

ΔH_a : perte de charge à l'aspersion(m)

ΔH_r : perte de charge au refoulement (m)

ΔH_t : perte de charge totale (m)

Tableau VI-4 : Calcul de la HMT pour divers diamètres de la conduite

CHAPITRE VI :.....Etude du système d'adduction

Diamètre en (mm)	S(m ²)	V (m/s)	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
315	0,08	2,95	0,0131054	0,0184890	1870	36,98	99.26
400	0,13	1,83	0,0125100	0,0053453	1870	10,69	72.97
500	0,20	1,17	0,0119898	0,0016787	1870	3,36	65.64
600	0,28	0,81	0,0115884	0,0006521	1870	1,30	63.58
700	0,38	0,60	0,0112646	0,0002933	1870	0,59	62.87

VI.5.4 Calcul des frais d'exploitations :

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

$$F_{exp} = E \times e$$

e : Prix unitaire d'un Kw imposé par la SONELGAZ (e=4.2 DA)

VI.5.4.1 Puissance absorbée par la pompe :

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

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

η : rendement de la pompe en (%) (n=74.9%)

Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s)

g: pesanteur (9.81 m/s²)

VI.5.4.2 Energie consommée par la pompe :

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

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t = 4 h

P: puissance de la pompe en (kW)

CHAPITRE VI :.....Etude du système d'adduction

Tableau VI-5 : Calcul des dépenses énergétiques annuelles en fonction des diamètres

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
315	99.26	325,207966	474803,63	1 994 175,25
400	72.97	238,100585	347626,855	1 460 032,79
500	65.64	213,800797	312149,164	1 311 026,49
600	63.58	206,996778	302215,297	1 269 304,25
700	62.87	204,618873	298743,555	1 254 722,93

VI.5.5 Calcul frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = P \times A$$

Avec :

P Prix de la conduite en (DA) ;

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

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

Avec :

i: Taux d'annuité (i = 8%);

n: Durée de l'amortissement de la conduite, dans notre cas on prend n =30 ans.

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 = 0,0888$$

CHAPITRE VI :Etude du système d'adduction

Tableau VI-6 : Calcul du prix de revient des diamètres de la conduite

D (mm)	Prix du ml (DA)	L(m)	A (%)	F _{am} (DA)
315	5922,77	1870	0,08882	1252122
400	9503,21	1870	0,08882	1688150
500	14117,9	1870	0,08882	2507908
600	22358,7	1870	0,08882	3971799
700	32000	1870	0,08882	5684480

IV.5.6 Choix du diamètre économique :

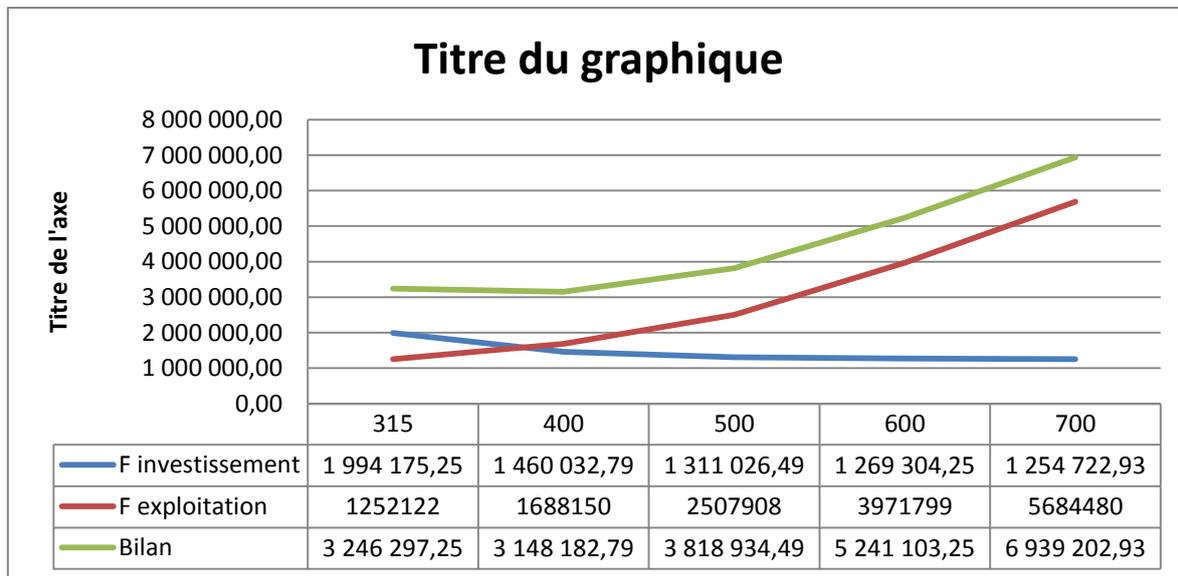


Figure VI-1 : Résultats de l'étude technico-économique

D'après le graphe précédent, on s'aperçoit que le diamètre optimal est de D=500 mm. On prend donc ce diamètre pour la conduite de refoulement.

Tableau VI-7 : Caractéristiques hydrauliques de la conduite de refoulement

D (mm)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	HMT(m)
400	1.83	0,23	72.97

CHAPITRE VI :.....Etude du système d'adduction

VI-6) Dimensionnement de la station de pompage :

VI.6.1 Choix de type et de nombre de pompe pour la station de pompage (SP)

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

- ✓ Le débit d'équipement qui est de **230 l/s**.
- ✓ La hauteur manométrique totale nécessaire à l'adduction elle est de **75.80m**
- ✓ La conduite de refoulement a un linéaire de **2000 m**.

Dans notre cas, nous avons utilisé le logiciel **CAPRARI** pour le choix du type et du nombre des pompes. Le tableau V12 englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau V. 12 : Caractéristiques des pompes disponibles

N°DE VARIANTE	NOMBRE DE POMPE	Q	HAUTEUR DE REFOULEMENT	TYPE DE	RENDEMENT	VITESSE	P _{ABS}	(NPSH) _R
		(M ³ /H)	(M)	POMPE	%	(TR/MIN)	(KW)	(M)
1	1	-	-	-	-	-	-	-
2	2	-	-	-	-	-	-	-
3	3	289.1	75	PM 125/ 2 E	71.8	2950	118	7.87
4	4	229.3	76	PM 125/ 2 F	74.9	2900	132	5.13
5	5	166	74	PM 100/ 2 B	73.6	2900	75	5,74

VI.6.2 Les critères à respecter dans le choix :

Les critères à respecter dans le choix sont :

- Satisfaire La hauteur et le débit a refoulé.
- Nombre minimal de pompes.
- Meilleur rendement.
- NPSH requis minimal.
- Puissance absorbée minimale
- Le nombre de tours par minute plus important (vitesse de rotation)

CHAPITRE VI :.....Etude du système d'adduction

VI.6.3 Choix des pompes de secours :

- Si $n < 4$, on utilise une seule pompe de secours.
- Si $4 < n < 6$, on utilise deux pompes de secours.
- Si $6 < n$, on utilise trois pompes de secours.

La 4^{ème} variante présente de meilleures caractéristiques hydrauliques au point de vue rendement, NPSH requis et nombre de pompes. Donc pour ce système de refoulement on utilise 4 pompes identiques de type [PM 125/ 2 F] dont les caractéristiques sont présentées graphiquement

Remarque :

On remarque, que la variante N° 4 présente de meilleures caractéristiques hydrauliques, donc on prend une installation de 4 pompes identiques en parallèles avec 2 pompes de secours. Le point de fonctionnement et les caractéristiques de la pompe sont présentés graphiquement ci-dessous :

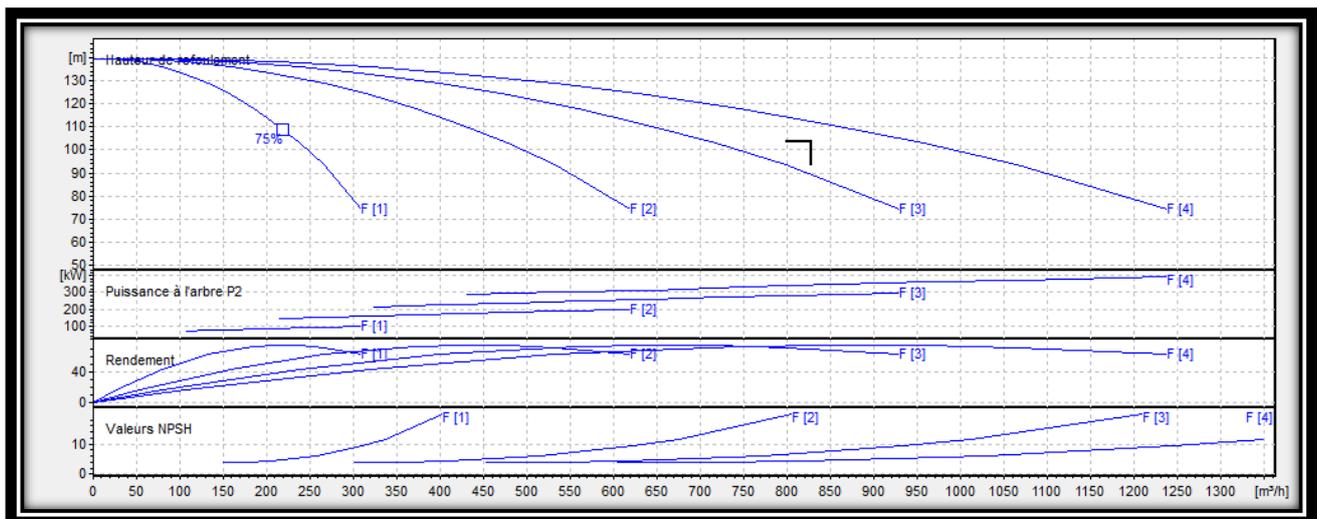


Figure VI-2 : Courbes caractéristiques de la pompe

VI.6.4 Vérification du risque de la cavitation

Le seul moyen d'empêcher les effets indésirables de la cavitation c'est de s'assurer que le NPSH disponible dans le système est plus élevé que le NPSH requis par la pompe.

- (NPSH)_r : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;
- (NPSH)_d : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$. On prend : $r = 0,4 \text{ m}$.

CHAPITRE VI :Etude du système d'adduction

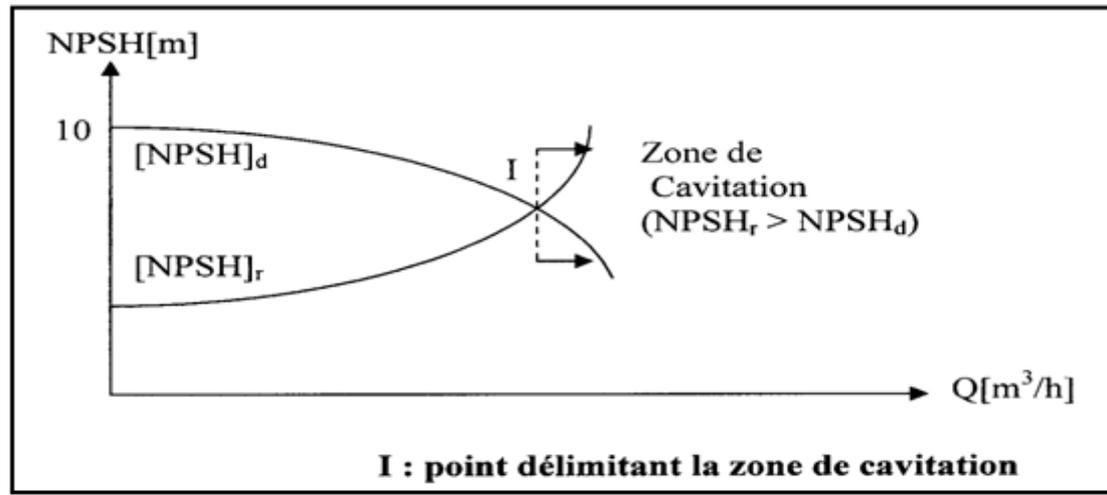


Figure VI-3 : Graphe des courbes de la zone de cavitation.

On détermine la hauteur admissible d'aspiration :

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,4$$

$$ha^{ad} = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \frac{v}{2g} - \sum h_{p_{asp}} - (NPSH)_r - 0,4$$

Donc : La longueur d'aspiration $L_{asp} = 5 \text{ m}$

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10,4}{1000} = \mathbf{0,04 \text{ m}}$$

et :

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

$$\sum h_p^{sing} = 0,15 \cdot 0,04 = \mathbf{0,006 \text{ m}}$$

$$\sum h_p^{asp} = 0,04 + 0,006 = 0,046 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = \frac{4 \cdot 0,045}{3,14 \cdot 0,15^2} = \mathbf{2,55 \text{ m/s}}$$

$$\frac{V_{asp}}{2.g} = \frac{2,55}{2 \cdot 9,81} = \mathbf{0,13 \text{ m}} \quad \text{et} \quad \frac{P_v}{\varpi} = 0,24 \quad \text{à } 20^\circ \text{ c } 9.15$$

$$h_{adm}^{asp} = 9,15 - 5,21 - 0,24 - 0,046 - 0,13 - 0,5 = \mathbf{3,02 \text{ m}}$$

$$(NPSH)_d = 9,15 - 0,24 - 0,046 - 0,13 - 2,86 = \mathbf{5,71 \text{ m}}$$

$$(NPSH)_d = 5,71 \text{ m} > 5,21 = (NPSH)_r$$

CHAPITRE VI :.....Etude du système d'adduction

Alors notre pompe est protégée contre le risque de cavitation

VI.6.5 Choix du moteur électrique :

VI.6.5.1 Critères du choix du moteur :

Puisque la pompe demande un moteur électrique pour la faire tourner, il faut des critères pour choisir le moteur le plus adapté avec la pompe choisie. Parmi ces critères on peut citer les suivants :

- ✓ Prendre en considération la puissance absorbée.
- ✓ Position de l'arbre de moteur (vertical ou horizontal).
- ✓ Vérification de nombre de tours de moteur.
- ✓ La tension d'alimentation du moteur électrique.
- ✓ Prendre en considération la variation de la vitesse.

Selon le logiciel **CAPRARI**, le moteur adéquat pour notre pompe est un moteur Asynchrone, triphasé, fermé, normalisé conformément aux normes UNEL-IEC, ventilation extérieure, rotor en court-circuit devrait avoir les caractéristiques suivantes :

Tableau VI-8 : Les caractéristiques du moteur.

Fréquence	Tension minimale	Vitesse nominale	Puissance nominale	Type de moteur	Classe d'insolation	Degré de protection	Forme de construction
50 HZ	400 V	2950 t/min	132 KW	315m2132	F	IP 55	B3

VI.6.7 Choix de l'équipement en amont et en aval des pompes :

Selon l'importance de L'équipement des stations de pompage, on distingue l'équipement principal tel que : les pompes et moteurs principaux, robinets vannes, clapet anti-retour...etc. L'équipement secondaire (auxiliaire) comporte : les pompes de drainage, système de refroidissement, palan, pompes à vide...etc

CHAPITRE VI :.....Etude du système d'adduction

VI.6.7.1 Equipement en amont :

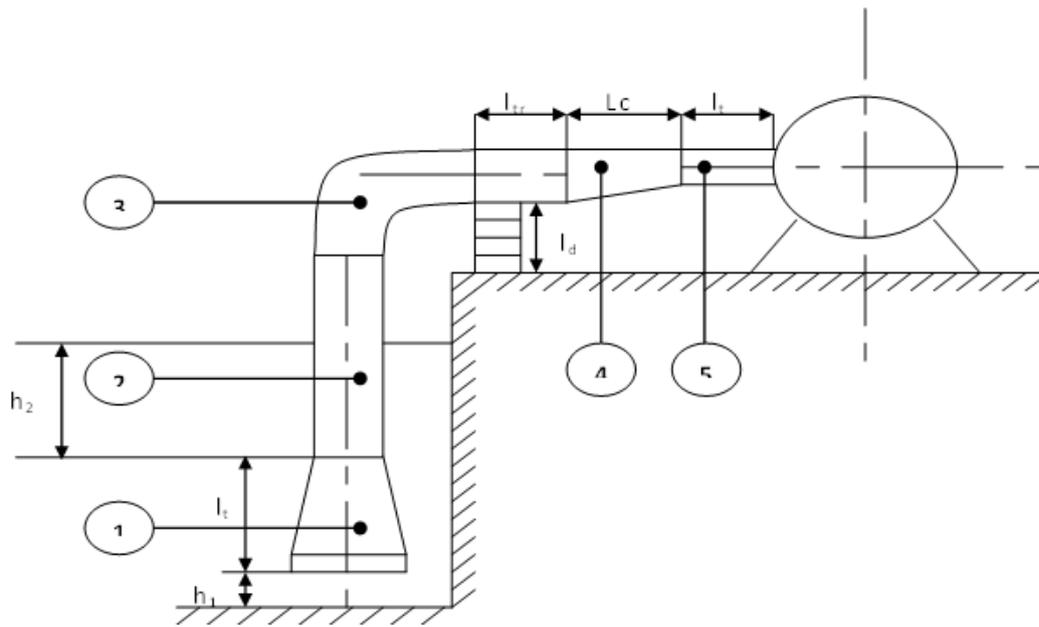


Figure VI-4 : Schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe

l_t : Longueur du tulipe d'aspiration = $(3,5 \div 4) \cdot (D_a - d_a)$;

l_{tr} : Longueur du tronçon avant et après le convergent ; $l_{tr} \geq 2D_a$;

d_a : Diamètre du tulipe d'aspiration. $d_a = 125$;

D_a : Diamètre de la conduite d'aspiration $D_a = (1,2 \div 1,5)d_a$.

l_d : Hauteur de la buté portant la conduite, $l_d = 0,3\text{m}$ pour $D_a \leq 500\text{mm}$;

h_1 : Hauteur de la tulipe d'aspiration du fond du puisard, $h_1 \geq 0,8d_a$;

h_2 : Distance entre la tulipe d'aspiration et le plan d'eau, $h_2 = 2 \cdot d_a$;

D : Espacement entre les tulipes d'aspiration, $D = (1,5 \div 2) d_a$;

La pente du collecteur d'aspiration doit être inférieure à 0,5% (0,005m/m)

Tableau V.7: les dimensions des équipements amont installés

D_a (m)	d_a (m)	l_t (m)	l_{tr} (m)	d_a (mm)	l_d (m)	h_1 (m)	h_2 (m)	D (m)
0.3	0.2	0.4	0.6	200	0.3	0.16	0.4	0.4

CHAPITRE VI :Etude du système d'adduction

VI.6.7.2 Equipement en aval :

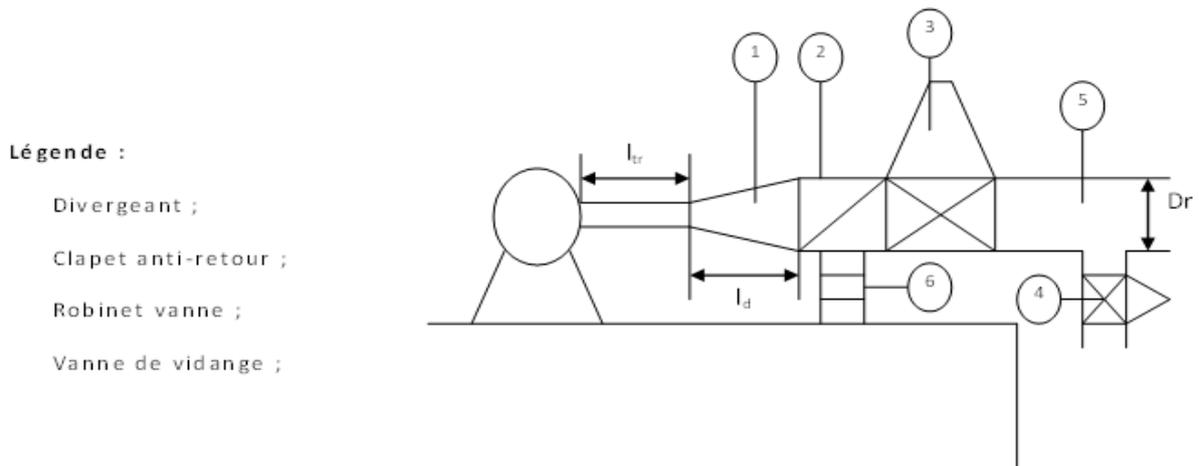


Figure VI-5 : Schéma indicatif de l'équipement en aval de la pompe

On a donc :

. l_{tr} : Longueur du tronçon venant avant et après la singularité : $l_{tr} \geq 2.Dr$

(Dr : diamètre (économique) de la conduite de refoulement –conduite–) ;

. l_d : Longueur du divergeant ; $l_d = (3,5 \div 4)(Dr - dr)$;

. dr : Diamètre du tulipe de refoulement (pompe) ;

Tableau VI-9 : Les dimensions des équipements aval installé

dr (mm)	Dr (mm)	l_{tr} (m)	l_d (m)
150	500	1	1.2

$$\text{On a : } Vr = \frac{4.Qp}{\pi.Dr^2} = \frac{4.(0.247)}{3,14 * (0,5)^2} = 1,26m/s ; Vr = 1,26m/s \text{ vitesse admissible}$$

;

- **Robinet vanne :**

Le robinet vanne installer avant et après la pompe est de type à cage méplate en fonte avec tige fileté

- **Clapet anti-retour :**

Le clapet anti-retour avec axe de battant intérieur est installé après la vanne.

CHAPITRE VI :.....Etude du système d'adduction

VI.7 Bâtiment de la station de pompage :

VI.7.1 Types des bâtiments des stations de pompage :

Il existe plusieurs types de bâtiments des stations de pompes, parmi lesquelles :

- ✓ Bâtiment type surface.
- ✓ Bâtiment type bloc.
- ✓ Bâtiment type bache mouillé avec une pompe noyée
- ✓ Bâtiment type bache mouillé avec une pompe dénoyée
- ✓ Bâtiment type puits bloc.

VI.7.2 Construction du bâtiment :

La construction de bâtiment dépend de plusieurs facteurs :

- ✓ de la façon du raccordement bâtiment prise d'eau (type séparé ou bien assemblé)
- ✓ Type de pompes et du moteur électrique.
- ✓ Variation du plan d'eau dans l'oued.
- ✓ Type de matériaux de construction et sa disponibilité sur le marché.

VI.7.3 Choix du type de bâtiment :

Pour le choix de type de bâtiment on a se repère au tableau VI-11

Tableau VI-10 :Choix du type de bâtiment

Paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bache sèche	bache mouillée	de surface.
Q (m ³ /s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
h_a^{ad} (m).	< 0	< 0 ; > 0	< 0 ; > 0	> 0
Variation de plan D'eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	1	Importante.

Nous avons les données suivantes :

CHAPITRE VI :.....Etude du système d'adduction

$$\text{Type de surface} \left\{ \begin{array}{l} Q = 0.063 \text{ m}^3/\text{s} , \text{ debit refoule par chaque pompe} \\ h_a^{ad} = 3.02 \end{array} \right.$$

VI.7.4 Dimensionnement du bâtiment de la station pompage

VI.7.4.1 Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5$$

Où : H_1 Distance vertical $\Rightarrow H_1 = H_p + H_s + H_r$

H_p : Hauteur de la pompe, (0.735 m)

H_s : Hauteur du socle $h_{\text{socle}} = (0,3 \div 0,5)$ m en prend $h_{\text{socle}} = 0,5$ m.

H_r : Hauteur de réserve $H_r = 0,5$ m

$$\text{A.N : } H_1 = 0.735 + 0.5 + 0.5 \Rightarrow H_1 = 1.735 \text{ m}$$

H_2 : Hauteur réservée à l'homme $\Rightarrow H_2 = 2.2$ m

H_3 : Hauteur de chariot $\Rightarrow H_3 = 0.3$ m

H_4 : Hauteur profilée $\Rightarrow H_4 = 0.8$ m

H_5 : Hauteur de sécurité, $H_5 = 0,5$ m ;

$$\text{A.N : } H_b = 1.57 + 2.2 + 0,3 + 0.8 + 0.5 \Rightarrow H_b = 5.37 \text{ m}$$

On prend comme hauteur du bâtiment **$H_b = 6$ m.**

VI.7.4.2 Longueur du bâtiment :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n_p \cdot L + l_{\text{int}} + l_{p.f} + l_r + l_p$$

n_p : nombre de pompes, $n_p = 7$ (tenant compte de deux pompes de secours).

L : longueur de la pompe et celle du moteur, ; $A = 2690$ mm

l_{int} : distances entre deux pompes voisines ;

$l_{p.f}$: longueur de la plate forme;

l_p : longueur de bureau du personnel

l_r : longueur d'armoire électrique

CHAPITRE VI :.....Etude du système d'adduction

$$\text{A.N: } L_b = 7*(0.8+1)+1.5+4+1.5=20.63$$

On prend comme longueur de bâtiment **L= 20m**.

VI.7.4.3 Largeur du bâtiment :

Elle est donnée par la relation :

$$B_b = B_1 + B_2 + B_b + B_r + B_p$$

B_1 : distance entre mur et première pompe, $B_1=0.3\text{m}$

B_2 =distance entre mur et dernière pompe, $B_2=0.3\text{m}$.

B_b : longueur du bureau du personnel, On prend : $B_p = 3\text{m}$;

B_r : longueur de l'armoire électrique, $B_r = (2-3)\text{ m}$; On prend : $B_r = 2.5\text{m}$.

B_p : longueur de la pompe et le moteur On prend : $B_p = 2.69\text{ m}$;

$$\text{A.N: } B_b = 0,3+0,3+3+2.5+2.69 = 8,79\text{ m} ;$$

On prend comme largeur de bâtiment **B=9 m**.

Tableau V. 14 : Dimensions du bâtiment de la station de pompage

Hauteur de bâtiment (m)	Longueur de bâtiment (m)	Largeur de bâtiment (m)
6	20	9

VI.8 Dimensionnement du réservoir de distribution

Pour assurer une irrigation en continue, un réservoir de stockage est utile. Pour le dimensionnement de ce réservoir, on a les données suivantes :

Le volume du réservoir est calculé comme suit :

$$V = Q \cdot T_f$$

Q est le besoin maximum journalier = 230 l/s = **828 m³/h**

T_f : l'intervalle de temps, il correspond au temps de non fonctionnement de la pompe, puisqu'on a le temps de pompage est de 22h/j, donc $T_f=2\text{h}$

$$V = 828*2 = 1656\text{ m}^3.$$

Le réservoir projeté est prévu circulaire en béton armé avec une capacité de **1700 m³** ;

CHAPITRE VI :.....Etude du système d'adduction

Les dimensions du réservoir sont comme suit :

Tableau VI-11 : Dimensions du réservoir de stockage projeté

Volume (M3)	2100
Hauteur (m)	6
Diamètre (m)	19
Côte du radier du réservoir (m)	823
Côte trop plein du réservoir (m)	829

VI.9 Dimensionnement du réseau de distribution

VI.9.1 Caractéristiques des conduites du réseau de distribution gravitaire

Après avoir calculé les débits de chaque ilot, et déterminé les critères hydrauliques de la conduite gravitaire et de refoulement ainsi la station de pompage, nous procédons à la deuxième étape de calcul celle du réseau de distribution, c'est-à-dire du bassin d'accumulation vers les bornes.

VI.9.2 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.9.3 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

CHAPITRE VI :.....Etude du système d'adduction

VI.9.4 Caractéristiques des canalisations

❖ *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

❖ *Conduite en acier*

Avantages :

- ✓ 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.

❖ *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.

VI.9.5 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

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q \times 0.001}{\pi \times V}} \times 1000$$

Avec: Q :débit, exprimé en m³/s ;

D :diamètre exprimé en mm

CHAPITRE VI :.....Etude du système d'adduction

V :vitesse qui donne le diamètre économique est de 1.2 m/s

VI.9.5.1 Calcul des pertes de charge

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

$$h_{Pu} = \frac{L \times Q^M}{D^N} \times C$$

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

Q : Débit en m³/s

D : Diamètre de la conduite considérée

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

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

$$J=L \times Q^M/D^N$$

Tableau VI-12 : Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon

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

Dans notre cas, les conduites seront en PEHD

Nous avons estimé la vitesse dans la conduite égale à 1.2 m/s.

CHAPITRE VI :Etude du système d'adduction

Tableau VI-13: Résultats de calcul (vitesse, perte de charge)

Tronçon	Longueur	Surface	debit specifique	debit dans la conduite	debit dans la conduite	Diametre economique	Diametre Normalise	perte de charge unitaire	pert de charge total	Vitesse reel
	(m)	(ha)	(l/s/ha)	(l/s)	(m3/s)	(mm)	(mm)	(m/ML)	(m)	(m/s)
T1-1	264	199,64	1,09	217,61	0,218	480,6	500	0,0023	0,6026	1,109
T1-2	175	181	1,09	197,29	0,197	457,6	500	0,0019	0,3319	1,005
T1-2-1	20	11,44	1,09	12,470	0,012	115,1	125	0,0107	0,2132	1,017
T1-3	162	169,56	1,09	184,82	0,185	442,9	500	0,0017	0,2716	0,942
T1-3-1	71	4,92	1,09	5,3628	0,005	75,45	75	0,028	1,9854	1,215
T1-4	317	164,64	1,09	179,46	0,179	436,5	500	0,0016	0,5027	0,914
T1-5	165,7	9,84	1,09	10,726	0,011	106,7	110	0,0152	2,5208	1,129
T1-5-1	10	146,83	1,09	160,04	0,16	412,2	75	0,013	0,128	0,816
T1-6	176	44,06	1,09	48,025	0,048	225,8	250	0,0042	0,7446	0,979
T1-6-1	117,8	6,72	1,09	7,3248	0,007	88,18	90	0,0202	2,382	1,152
T1-7	259	37,34	1,09	40,701	0,041	207,9	200	0,0095	2,4512	1,296
T1-7-1	10	3,88	1,09	4,2292	0,004	67	75	0,0179	0,1785	0,958
T1-8	83,5	33,46	1,09	36,471	0,036	196,8	200	0,0077	0,6423	1,162
T1-8-1	10	6,08	1,09	6,6272	0,007	83,88	90	0,0167	0,1674	1,042
T1-8-2	323	7,56	1,09	8,2404	0,008	93,53	110	0,0092	2,9858	0,868
T1-9	785,86	19,82	1,09	21,604	0,022	151,4	160	0,0087	6,8716	1,075
T1-9-1	20	9,75	1,09	10,628	0,011	106,2	110	0,015	0,299	1,119
T1-9-2	10	10,07	1,09	10,976	0,011	107,9	110	0,0159	0,1589	1,156
T2-1	424	18,64	1,09	20,318	0,02	146,9	160	0,0078	3,3014	1,011
T3-1	181	17,81	1,09	19,413	0,019	143,6	160	0,0071	1,2931	0,966
T3-1-1	10	5,72	1,09	6,2348	0,006	81,36	90	0,0149	0,1491	0,981
T3-2	100	12,09	1,09	13,178	0,013	118,3	125	0,0118	1,1833	1,074
T4-1	192,5	92,94	1,09	101,30	0,101	327,9	315	0,0054	1,0486	1,301
T4-2	157	38,36	1,09	41,812	0,042	210,7	250	0,0033	0,5112	0,852

CHAPITRE VI :Etude du système d'adduction

T4-2-1	235	8,07	1,09	8,7963	0,009	96,63	110	0,0105	2,4576	0,926
T4-3	370	30,29	1,09	33,016	0,033	187,2	200	0,0064	2,3579	1,051
T4-3-1	173	9,9	1,09	10,791	0,011	107	110	0,0154	2,6622	1,136
T4-4	361	20,39	1,09	22,225	0,022	153,6	160	0,0092	3,3304	1,106
T5-1	451	49,62	1,09	54,086	0,054	239,6	250	0,0053	2,3884	1,102
T5-1-1	236	16,5	1,09	17,985	0,018	138,2	160	0,0062	1,4593	0,895
T5-1-2	204	15,02	1,09	16,372	0,016	131,8	160	0,0052	1,0561	0,815
T5-2	284	18,1	1,09	19,729	0,02	144,7	160	0,0074	2,0918	0,982
T5-3	483	12,17	1,09	13,265	0,013	118,7	125	0,012	5,787	1,082
T5-3-1	20	5,93	1,09	6,4637	0,006	82,84	90	0,016	0,3193	1,017
T5-3-2	10	6,24	1,09	6,8016	0,007	84,97	90	0,0176	0,1758	1,07
T6-1	143,3	10,88	1,09	11,859	0,012	112,2	125	0,0097	1,3893	0,967
T6-1-1	10	4,95	1,09	5,3955	0,005	75,68	75	0,0283	0,2829	1,222
T6-1-2	10	5,93	1,09	6,4637	0,006	82,84	90	0,016	0,1596	1,017

CHAPITRE VI :Etude du système d'adduction

Tableau VI-14 : Pression au borne

Borne	Cote TN (m)	cumul des pertes de charge(m)	Cote piézométrique (m)	Pression(mce)
Réservoir	800,93	0	800,93	0
B-1	789,59	1,147752044	799,782248	10,19224796
B-2,1	779,85	3,191532776	797,7384672	17,88846722
B-2,2	765,8	4,242385371	796,6876146	30,88761463
B-3,1	766,91	4,974180374	795,9558196	29,04581963
B-3,2	775,13	5,221854955	795,708145	20,57814505
B-4	777,4	5,852958465	795,0770415	17,67704154
B-5	769	8,671380474	792,2586195	23,25861953
B-6	761,44	12,85619729	788,0738027	26,63380271
B-7	761,89	12,71609753	788,2139025	26,32390247
B-8	787,48	3,904010398	796,0259896	10,545989602
B-9	760,62	3,151032814	797,7789672	37,15896719
B-10	764,32	4,185203255	796,7447967	32,42479674
B-11	756,2	7,30849692	793,6215031	37,42150308
B-12	752,63	9,871037073	791,0589629	38,42896293
B-13,1	748,84	10,53916576	790,3908342	41,55083424
B-13,2	754,93	8,397434285	792,5325657	37,60256572
B-14	756,16	7,994283287	792,9357167	36,77571671
B-15,1	746,28	15,13621024	785,7937898	39,51378976
B-15,2	746,93	14,99270825	785,9372917	39,00729175
B-16	749,97	10,70204122	790,2279588	40,25795878
B-17	749,34	10,57882115	790,3511788	41,01117885

D'après les calculs exposés dans le tableau VI.14, on voit que la variante choisie avec station de pompage-réservoir permet d'obtenir des pressions aux bornes satisfaisantes.

VI.10 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié le système d'adduction du périmètre de Ras El Ma situé dans la wilaya de SIDI BEL ABESS.

Le périmètre a une superficie de 199.56ha et découpé en 17 ilots, le réseau d'adduction projeté est en refoulement par pompage.

Cette phase de calcul nous a permis :

✓ De dimensionner le réseau d'adduction qui est constitué d'une conduite de refoulement en diamètre 400 mm ;

CHAPITRE VI :.....Étude du système d'adduction

✓ De projeter le réseau de distribution, du réservoir vers les bornes d'irrigation à travers un système de canalisation en PEHD.

✓ De s'assurer des pressions des bornes, qui sont nécessaires à toute projection d'un réseau d'irrigation, ce qui permet d'utiliser plusieurs systèmes d'irrigation même les plus exigeants en pression (tel que l'aspersion) et de diversifier les cultures pour de meilleurs rendements.

VII. Chapitre : Dimensionnement a la parcelle

VII.1 Introduction :

Le choix du mode d'irrigation dépend de certains facteurs techniques et socio-économiques. Les facteurs techniques englobent le type de culture, le type de sol, la structure parcellaire, la topographie et la qualité d'eau.

Les facteurs socio-économiques incluent la structure des exploitations, les coûts d'investissement, les frais de fonctionnement et d'entretien et les besoins en main d'œuvre. La disponibilité en matériel sur le marché national constitue un facteur important en ce qui concerne le choix de la méthode d'irrigation.

VII.2 Les procédés d'irrigation :

Les procédés d'irrigation qu'on peut appliquer dans le périmètre de AIN TELLOUT sont :

- Irrigation par aspersion.
- Irrigation localisée goutte à goutte.

VII.2.1 Irrigation par aspersion :

Dans cette méthode l'eau parvient aux cultures sous forme de pluie artificielle grâce à des appareils alimentés en eau sous pression appelés (Asperseurs).

Plusieurs dispositifs peuvent être envisagés. Parmi ces dispositifs, les plus répandus et qui conviennent le mieux pour le périmètre de AIN TELLOUT sont :

VII.2.1.1 Equipement classique : Rampes rigides déplaçables (mobiles):

Les rampes sont constituées principalement par des tuyaux métalliques en alliage léger, disposés sur le sol équipé de raccords rapides et débitables. Ces rampes portent des asperseurs montés sur des rallonges hauteurs adaptées aux cultures à irriguer.

VII.2.1.2 Equipement Semi Mobile avec rampes souples et asperseurs sur traîneaux :

Les rampes sont identiques à celles utilisées dans l'équipement classique mais alimentant des batteries de traîneaux porte asperseurs par l'intermédiaire de tuyaux souples en matière

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

plastique. La partie mobile est constituée par les traîneaux. Les rampes n'interviennent en déplacement qu'après avoir balayer toute la superficie irrigable par l'ensemble des asperseurs.

VII.2.1.3 Equipement Semi fixe avec rampes souples et asperseur sur traîneaux :

C'est un équipement identique au précédent, sauf que la seule intervention consiste à déplacer les traîneaux portes asperseurs en les tractant par l'intermédiaire de tuyaux souples.

VII.2.2 Irrigation goutte à goutte (Micro-irrigation) :

L'eau est distribuée à la surface du sol, ou dans des rigoles, par de nombreux (goutteurs) qui fournissent chacun un débit très faible, mais chaque fois, pendant une longue durée pouvant aller jusqu'à un arrosage quasi continu.

De plus on humecte non la totalité du sol, mais simplement une fraction correspondant à celle occupé par les racines des plantes.

VII.2.2.1 Les contraintes intervenants dans le choix de la technique d'irrigation

Le choix de la technique d'irrigation parmi celles citées précédemment se fait sur la base de l'analyse des différents modes d'irrigation et leur adaptation à certaines contraintes naturelles, agronomiques, techniques et socio-économiques.

VII.3 Analyse des différents modes d'irrigation :

Après l'analyse multicritères des différents modes d'irrigation, il ressort que :

VII.3.1 Irrigation par aspersion :

VI.3.1.1 Les avantages :

- Adaptable aux cultures prévues (céréales, fourrages et maraîcher).
- Economie d'eau importante. (Pas de pertes par ruissellement).
- Elle met à la disposition des agriculteurs des conditions d'arrosage très souples.
- Nécessite moins de main d'œuvre.
- Possibilité d'automatisation du système.
- Assure une forte oxygénation de l'eau.

VI.3.1.2 Mais cette méthode présente des inconvénients :

- Coûts des investissements très élevés.
- Favorise le développement des mauvaises herbes.

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

- Nécessité d'équipement supplémentaire.
- Mauvaise adaptation pour les eaux salées.

VII.3.2 Irrigation goutte à goutte :

- Adaptable aux cultures prévues (arboriculture, et le maraîcher).
- Economie d'eau totale. (Irrigation par plants).
- Elle met à la disposition des agriculteurs des conditions d'arrosage très souples.
- Nécessite moins de main d'œuvre.
- Possibilité d'automatisation du système.

VII.3.2.1 Mais cette méthode présente des inconvénients :

- Coûts des investissements très élevés.
- Favorise le développement des mauvaises herbes.
- Nécessité d'équipement supplémentaire.
- Mauvaise adaptation pour les eaux salées.
- Bouchage de goutteur et colmatage des gaines d'irrigation à cause du calcaire.

VII.4 Dimensionnement d'un réseau d'irrigation Goutte à goutte

VII.4.1 Données générales

Le réseau d'irrigation sera installé sur la parcelle illustré dans la figure I ; dont les pressions calculées sont de l'ordre de 2.5 bars, ce qui est largement suffisant. La surface de l'exploitation est de 3.88 ha.

Culture : Pommier : Besoin de pointe : 179.7mm (Juillet)

Organisation du réseau : Avec un écartement de 4*4m, et un espacement des goutteurs 2 m,

- Surface : 3,88ha.
- Longueur : 200m.
- Largeur : **194m.**

Caractéristique du goutteur

- Débit nominal : 4 l/h

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

- Pression nominale : 10 m.c.e
- Espacement des goutteurs : 2 m
- Le nombre de goutteurs par arbre : 2

VII.4.2 Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée

VII.4.2.1 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 dépend du taux de couverture du sol ($C_s = 60\%$) pour les plantes adultes. K_r peut être calculé par diverses formules proposées ci-après

- 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 $K_r = 0.80$

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

$$B_j = ETM_c = 5.99 * 0.8 = 4.79 \text{ mm/j}$$

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

VII.4.2.2 Dose nette pratique

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

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

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

Tel que : H_{cc} : (27%), H_{pf} : (15%) ; Y : (2/3) ; Z : profondeur des racines (1500 mm)

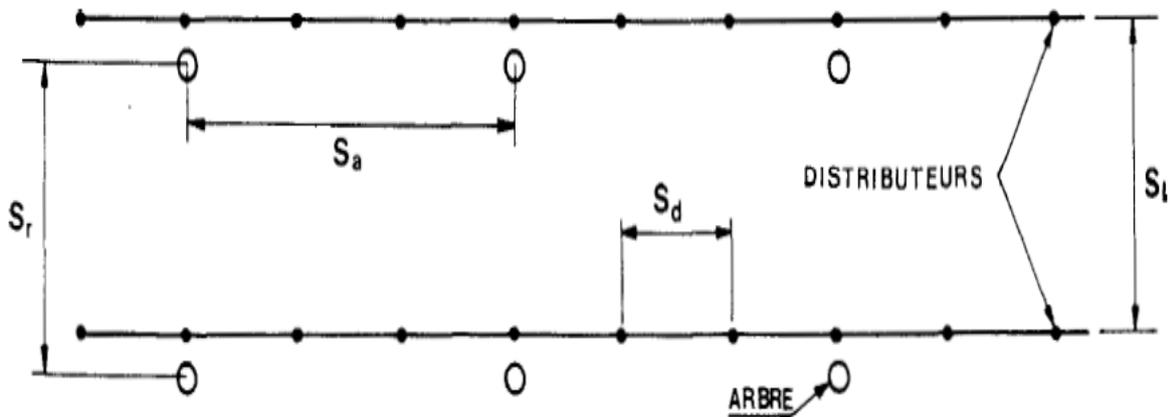


Figure VI.1 : Dispositifs d'installation des goutteurs sur la rampe.

P : Pourcentage du sol humidifié

$$P\% = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r}$$

Avec :

- P : Volume du sol humidifié
- N : Nombre de point (goutteurs) de distribution par arbre = 2
- S_{pd} : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre = 2
- S_h : Largeur de la bande humidifiée = 1m (arbres)
- S_r : Ecartement entre rangs d'arbre
- S_a : espacement des arbres sur les rangs

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

- $P\% = \frac{2.2.1}{4.4} = 25\%$

$$D_n = (27-15) / 100 \times 1500 \times 2/3 \times 1.35 \times 0.25 = \mathbf{Dn=40.5 \text{ mm.}}$$

VII.4.2.3 Fréquence des arrosages (Fr_jours)

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

$$Tr = \frac{\text{Dose nette}}{ETMc} = \frac{40.5}{4.79} = 8.45 \text{ jours.}$$

Donc on prend $Tr = 9 \text{ jours.}$

VII.4.2.4 Calcul de la dose réelle

On recalcule la nouvelle dose réelle (dose brute):

$$D_{brute} = 3.79 \times 9 / (Ef.Cu)$$

Cu : coefficient d'uniformité Cu=90%

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

$$D_{brute} = \frac{Dr}{Cu * eff} = \frac{4.79 \times 9}{0.9 * 0.9} = \mathbf{53.22 \text{ mm}}$$

Avec : $Dr = Bj * Fr$

VII.4.2.5 Durée de fonctionnement par d'arrosage (h)

$$\theta = \frac{D_{br} * S_d * S_r}{n * qg}$$

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

$$\theta = \frac{53.22 * 2 * 4}{2 * 4} = 53.22 \text{ heures} \approx 51 \text{ heures}$$

VII.4.2.6 Durée d'arrosage journalier

$$D_j = \frac{\text{durée d'arrosage}}{Fr} = \frac{53.22}{9} = 5.91 \text{ heures/jour}$$

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

VII.4.2.7 Nombre de poste

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{\text{Temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}} = \frac{20}{6} = 3,33.$$

On prend 3 postes.

VII.4.2.8 Surface du poste

$$S_p = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}} = \frac{3.88}{3} = 1. \text{ ha.}$$

VII.4.3 Calculs hydrauliques

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

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

VII.4.3.1 La variation maximale de la pression

$$q = K.H^x$$

avec $x=0.5$ (caractéristique du goutteur)

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

Avec :

- $q(g)$: débit nominal du goutteur
- $H(n)$ pression nominal
- $x=0.5$ pour les goutteurs (circuit court)
- $H(n) = 10$ mce (1 bar)

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

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

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

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

- Le reste 1.8 ΔH linéaire = 1.8 m
- Donc pour les rampes 2/3. 1.8 = 1.2 m
- Pour le porte rampe = 1/3. 1.8 = 0.6 m

VII.4.4 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.

VII.4.4.1 Les rampes

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

VII.4.4.2 Porte-lampes

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).

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

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

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

Avec :

- Pdc(r) : la perte de charge dans la rampe
- Q(r) : le débit de la rampe en l/h
- L(r) : la longueur de la rampe en m
- ϕ_r (cal) : le diamètre de rampes
- ϕ_{pr} (cal) : le diamètre de porte rampe

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

VII.4.4.3 Pour les rampes : L= 194 m

- Qr : Débit de rampe.
- Qg: Débit du goutteur
- Ng/r : Nombre des goutteurs par rampe
- Nr : Nombre des rampes
- Qpr: Débit de porte rampe

a) Le nombre d'arbres par rampe

N arbres = Lr/Ea=194/4=48.5 => 48 arbres

Nombre des goutteurs par rampe

$N=N_{\text{arbres}} * n = 48 * 2 = 96$ goutteurs

b) Débit de la rampe

$$Q_r = N_g * Q_g \quad Q_r = 4 * 96 = 384 \text{ l/h}$$

$$\varnothing r(\text{cal}) = \left[\frac{P.d.c(r) * 2.75}{0.478 * Q(r)^{1.75} L(r)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} = 14.18 \text{ mm}$$

D_rampe= 14.18 mm, on prend **DN =16 mm**

(Pour vérifier la perte de charge car le DN12 donne $\Delta H = 3.18 \text{ m}$)

c) 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 = 25 mm

Perte de charge selon hazen-williams

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

Avec :

- L : la longueur de la conduite ;
- Q : débit (m³/s) ; D : diamètre intérieur de la canalisation (m) ;

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

- $C_w = 130$ PEBD,
- $\Delta H_{\text{rampe}} = 0.7034 \text{ m} < 1.2 \text{ m}$

VII.4.4.4 Pour le porte rampe : $L=200$

a) Le nombre des rampes

$N_r = L_{pr} / E_r = 200 / 4 = 50$ rampes.

b) Débit du porte rampe

$Q_{pr} = Q_r * N_r = 384 * 50 = 19200 \text{ l/h}$

c) Nombre de porte rampe

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

d) Pour la conduite tertiaire

$Q_{csl} = Q_{pr} * N_{pr} = 19200 * 1 = 19200 \text{ l/h} = 5.3 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$

$$\phi_{pr}(cal) = \left[\frac{P.d.c(pr) * 2.75}{0.478 * Q(pr)^{1.75} L(pr)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} = 44.29 \text{ mm}$$

Donc on prend $\phi_{pr} = 65 \text{ mm}$

Tableau VII-1 : Calcul de diamètre de la rampe

Culture	Surface (m ²)	Lr (m)	Ng	Qr (l/h)	ΔH_r (m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse (m/s)	ΔH_{cal} (m)
Olivier	38800	194	50	384	1.2	14.18	20	0.34	0.70 < 1.2

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

Tableau VII-2 :Calcul de diamètre de la porte rampe

Culture	Surface m ²	Lpr (m)	N Rampe	Qpr (l/h)	ΔHp.r (m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse (m/s)	hcal(m)
Olivier	38800	200	1	19200	0.6	44.29	65	0.51	0.59 < 0.6

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

VII.4.4.5 Calcul des diamètres de la conduite tertiaire

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

$D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi V}}$ avec : Q : débit de la conduite considérée (m³/s); V : vitesse d'écoulement (m/s).

Tableau VII-3Calcul de diamètre des conduites tertiaires

Culture	Surface m ²	L(m)	Q (m3/s)	V (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)	hcal (m)
Olivier	38800	6	0.00533	1.05	80.39	90	0.838	0.059

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

VII.4.5 Calcul de la pression d'eau à la borne de distribution

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

Tableau VII-4Récapitulatif des calculs hydrauliques.

Conduites	La rampe	Porte rampe
Longueur(m)	194	200
Diamètre(m)	20	65
Débit (m ³ /s)	0.0000106	0.00533
Pertes de charge(m)	0.7	0.59

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

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

$$P(m) = 10+0.7+0.59+0.059=11.35 \text{ m.}$$

VII.5 Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion

Avec l'aspersion, l'eau d'irrigation est amenée aux plantes sous forme de pluie artificielle, grâce à l'utilisation d'appareils d'aspersion alimentés en eau sous pression. Présentons sommairement le principe de la mise en œuvre de l'irrigation à la parcelle dans le cadre d'un équipement classique.

À partir de la prise d'irrigation, l'agriculteur dispose d'une canalisation d'approche (conduite tertiaire) alimentant les portes rampes qui alimentent à leurs tours les rampes sur lesquelles sont montés les asperseurs.

Le dimensionnement des ouvrages cités, nécessite au préalable de quantifier certains paramètres nécessaires à la mise en œuvre de cette technique, tels que le choix de la culture et les caractéristiques de la parcelle choisie.

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

VII.5.1 Données générales

VII.5.1.1 Choix de la culture :

Pour laquelle la totalité des canalisations et des asperseurs est mise en place sur la parcelle, durant toute la campagne d'irrigation.

Dans notre cas nous avons choisi l'irrigation du blé ,

VII.5.1.2 Choix des parcelles et de l'ilot :

la parcelle choisie pour l'arrosage par aspersion est dans l'ilot 10 qui présente une superficie de 6.72 ha et qui dispose d'une pression de 3.81 bars.

- **Surface :** 6.72 ha
- **Longueur :** 320 m
- **Largeur :** 210 m
- **Temps de travail :** 20 heures par jour, et 26 jours par mois
- **Besoins en de pointe :** 238.1 mm/mois pour le mois de pointe (juin).
- **Perméabilité du sol :** le sol est de type sol limoneux avec une permeabilité estimée à:
- $K=10$ mm/h.

VII.5.1.3 Dose pratique :RFU : elle est calculée comme suit :

$$RFU = Y *(H_{cc} - H_{pt})*Da*Z$$

Avec :

- Y: degré de tarissement : égal à 2/3 ;
- Da: densité apparente : égale à 1.42
- Z: profondeur d'enracinement mm (100cm)
- Hcc: humidité à la capacité au champ (27%)
- Hpf : humidité au point de flétrissement (15%).

$$RFU= 113.6 \text{ mm}$$

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

VII.5.2 Dimensionnement théorique

VII.5.2.1 Calcul du diamètre de l'ajutage

$$P = \frac{1.5 \cdot d}{1.04}$$

D'où :

$$d = \frac{10 \cdot 1,04}{1,5} = 6,933 \text{ m m}$$

D'après la fiche technique d'un arroseur de type PERROT (**Annexe 4**), le diamètre de la buse normalisé le plus proche est de 6 mm.

VII.5.2.2 Calcul de la portée du jet (L)

La portée du jet est la distance de l'appareil au point du rayon arrosé, permet de définir la surface circulaire arrosée par l'appareil, se calcule par l'équation suivante :

$$L = 3 \cdot d^{0,5} \cdot h^{0,25}$$

Avec :

- d : le diamètre de la buse (mm)
- h : pression à la buse (m), dans notre cas P= 3 bars, hauteur d'eau =30m.

$$L = 3 \cdot (7)^{0,5} \cdot 30^{0,25} = 18.58m$$

Théoriquement, cette formule est valable, mais demande encore plus de précisions en fonction du diamètre choisi et recommandé par le fournisseur.

D'après le catalogue (**annexe 4**), pour le diamètre de la buse de 7mm à une pression minimale de 30 bars, la portée calculée est de 18.5m.

VII.5.2.3 Ecartements entre les rampes et arroseurs

En fonction de la vitesse du vent, les normes américaines recommandent l'écartement maximum suivant :

- El entre les lignes d'arrosage : 1,25L (vent faible) à 1,02 L (vent fort).
- Ea entre les arroseurs sur la rampe : 0,8 L (vent faible) à 0,5 L (vent fort).

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

Les valeurs maximales correspondent à des conditions de vent peu violent (<10Km/h).

Notre zone d'étude présente des vitesses maximales de vents de l'ordre de 3 m/s=10.7Km/h, donc on prend les valeurs suivantes :

$$E_l = 1,20 \cdot 18.5 = 22.2m$$

$$E_a = 0,75 \cdot 18.5 = 13.88m$$

Les valeurs normalisées des écartements sont comme suit :

$$E_l=18m, E_a=12m.$$

$$\text{La surface mouillée (m}^2\text{)} = \mathbf{216 m^2}.$$

VII.5.2.4 Débit de l'asperseur

Le débit d'un asperseur se calcule, par la relation suivante :

$$q = 0,95 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \sqrt{2 \cdot g \cdot h}.$$

$$q = 0,95 \cdot \frac{3,14 \cdot (6 \cdot 10^{-3})^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 30} = 0.000652m^3/s$$

$$q = 2.35m^3/h$$

Avec q débit de l'asperseur (m³/s).

VII.5.2.5 Vérification de la pluviométrie de la buse

Si on admet que l'écartement est proportionnel à la portée, la pluviométrie horaire p en (mm/h) peut être appréciée via la relation :

$$P = \frac{q}{E_l \cdot E_a}$$

Avec:

- Q : est le débit de l'asperseur choisi, $q=6.52 \cdot 10^{-4} m^3/s = 2.35 m^3/h$

$$D'où \quad p = \frac{2.35}{18 \cdot 12} = 10mm/h$$

Donc le diamètre de la buse choisi assurera une pluviométrie $P \leq K=10 mm/h$.

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

VII.5.2.6 Calcul du tour d'eau :

La durée du tour d'eau correspond à la durée nécessaire à l'arrosage de l'ensemble des parcelles.

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

Teau= (113.6 . 26)/ 238.1 = 12.4 jours.

On prend un tour d'eau de 13 jours.

Donc on irrigue 2 fois par mois.

VII.5.2.7 La dose réelle :

Dr = Teau . les besoins journalies = 13*7.93 = 103.09 mm.

$$\mathbf{Dr = 103.09 \text{ mm.}}$$

VII.5.2.8 Calcul de la dose brute :

Db = La dose réelle /0,75 = 103.09 /0,75 =137.45 mm

VII.5.2.9 Temps d'arrosage :

Le temps T pour donner une dose par un asperseur sans dépasser la capacité d'infiltration se calcule d'après la relation suivante :

$$T = \frac{dose_brute}{pluviometrie} = 137.45 / 10 = 13.7 \text{ h}$$

T = **14 h** avec une dose brute de de **122.2 mm**

Donc on pourra adapter une position par jour pour un asperseur.

VII.5.2.10 Calcul du débit d'équipement (Qeq) :

$$Qeq = \frac{S(ha) \cdot B(mm) \cdot 10}{T.n.Nj} = \frac{6.72 * 238.1 * 10}{14 * 1 * 26} = 43.96m^3/h$$

VII.5.2.11 Calcul de l'unité d'arrosage (SU) :

$$\text{La surface unitaire arrosée : } SU = \frac{S}{Teau.n} = \frac{6.72}{13.1} = 0.51ha = 0.51ha$$

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

VII.5.2.12 Nombre d'asperseur requis (Nasp) :

$$N_{asp} = \frac{SU \cdot 10000}{El \cdot Ea} = \frac{0.51 \cdot 10000}{18.12} = 23.14_{asp}$$

tel que: La dose réelle brute d'arrosage = la dose réelle/0.75

VII.5.2.13 Calcul du volume fourni par un asperseur par mois

V = nbr de position par jour . nbr jrs d'irrigation par mois . Dose . Ea . El

$$V = (1 \cdot 26 \cdot 183.26 \cdot 12 \cdot 18) / 1000 = 1029.23 \text{ m}^3$$

Volume à épandre en 1 mois sur toute la parcelle :

$$V_t = \text{besoins mensuels} \cdot \text{surface}$$

$$V_t = 238.1 \cdot 10 \cdot 210 \cdot 320 = \mathbf{16000.32 \text{ m}^3}$$

VII.5.3 Dimensionnement hydrauliques des rampes :

VII.5.3.1 Longueur de la rampe

La longueur de la rampe est donc :

$$\text{Pour le type 1 : } L = n \cdot E$$

d'où :

$$L = \text{largeur de terrain} / 2 - Ea / 2 = 320 / 2 - 12 / 2 = \mathbf{154 \text{ m}}$$

VII.5.3.2 Nbre asperseur/rampe (N) :

$$N = \text{largeur} / Ea = L_r / Ea = 154 / 12 + 1 = \mathbf{13.83 \text{ asperseurs} = 14 \text{ aper}}$$

VII.5.3.3 Nombre de rampes(Nr) :

$$N_r = N_{asp} / (\text{nbr asp/ rampe}) = 1.7 \text{ rampes.}$$

On travaille avec deux rampe.

VII.5.3.4 Calcul du débit de la rampe(Qr) :

$$Q_r = \text{le débit de l'asperseur} \times \text{le nombre d'asperseur/ rampe.}$$

$$\text{Le débit de la rampe : } Q_r = 2.35 \cdot 14 = 32.9 \text{ m}^3/\text{h} = 0.00913 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nombre de position des rampes :

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

$$N_r = \frac{lr}{E_l} = \frac{210}{18} \approx 12$$

Lr : longueur du terrain est **210 m**, Et l'espacement entre les rampes est de **18m**.

Le nombre de poste égale à **12 postes**.

VII.5.3.5 Calcul du Diamètre de la rampe

Diamètre de la rampe :

$$D_R = \sqrt{\frac{4Q_R}{\pi.V}}$$

Avec V : vitesse de l'écoulement à travers la rampe

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

On suppose que $V= 1.5 m/s$ et on calcule D_R

$$D_R = \sqrt{\frac{4 * 9.13 * 10^{-3}}{\pi * 1.5}} = 0,088m = 88mm ,$$

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

Le diamètre normalisé (**D_r=90 mm**).

La nouvelle vitesse sera :

$$v = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} = \frac{4 * 9.13 * 10^{-3}}{\pi * (63 * 10^{-3})^2} = 1,435m/s \text{ Ce qui est conforme.}$$

VII.5.3.6 Dimensionnement de la porte-rampe

La longueur de la porte-rampe est calculée par :

$$L_{pr} = 320/2 = 160 \text{ m}$$

On recalcule avec le porte-rampe

$$Q_{p_rampe} = Q_{asp} * n_{asp/rampe} * N_{rampe} = 2 * 2.35 * 14 \quad Q = 0.0182m^3/s$$

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

On suppose que $V = 1.5m/s$ et on calcule D_R

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

$$D_{pr} = \sqrt{\frac{4 * 0.0182}{\pi * 1,5}} = 0,124m = 124mm$$

Si on prend le diamètre normalisé ($D_{pr}=124$ mm), On prend donc un diamètre de la porte rampe de 125mm.

La nouvelle vitesse sera :

$$v = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} = \frac{4 * 0.0182}{\pi * (125 * 10^{-3})^2} = 0.69m / s \text{ Ce qui est conforme.}$$

VII.5.3.7 Calcul des pertes de charge :

L'expression générale des pertes de charges linéaire dans les conduites est calculée généralement par une formule de type Hazen Williams :

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

Avec :

- ΔH = Perte de charge unitaires (m/m)
- Q : Debit de la conduite en m³/s
- C_H : coefficient equivaut à 140.

Pour la rampe on a : $L= 154m$, $D= 0.90$ m, $Q= 0.00913$ m³/s

$$\Delta H_{rampe} = 3.6 \text{ m .}$$

Pour la porte rampe on a : $L=160m$, $D=0.110m$, $Q=0.0182m^3/s$

$$\Delta H_{porte-rampe} = 2.71 \text{ m.}$$

Les pertes de charges totales pour les rampes sont de 3.6 m et 2.71m pour la porte rampe.

Donc :

$$\Delta H_t = 3.6 + 2.71 = 6.31m \text{ de perte de charge, la règle de Christiansen est donc respectée.}$$

VII.5.4 Calcul de la pression en tête du réseau

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

$$H = H_1 + H_2 + H_3$$

Avec :

CHAPITRE VII :.....Dimensionnement a la parcelle

- H : pression à la tête de la parcelle.
- H1 : pression nécessaire pour le bon fonctionnement d'un asperseur (3bar).
- H2 : perte de charge totale de la rampe
- H3 : la dénivelée. (0 m. terrain relativement plat)

$$H=30+6.31+0=36.31\text{m.}$$

P=3,6 bar, ce qui est largement suffisant vu la pression aux bornes qui est de 3.8 bars.

VII.6.Conclusion

Le choix de. Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement de deux systèmes d'irrigation : aspersion et goutte à goutte. Ces systèmes d'irrigation son modernes, pratiques et nettement plus économiques. A la fin de ce dimensionnement on a confirmé que le choix des techniques d'irrigation révèle d'une grande importance dans l'aménagement d'un périmètre, vu qu'il joue un rôle capital dans le rendement des cultures

*

VIII. Chapitre : Etude économique

VIII.1 Introduction

Dans ce chapitre on fera une estimation globale du cout du projet d'irrigation de Ras El Ma. Pour cela on fera une quantification de l'ensemble des travaux à entreprendre :

- Réseau de distribution.
- Conduite de refoulement
- Ouvrages hydrotechnique(station de pompage et reservoir de stockage)

VIII.2 Différents travaux à entreprendre

Plusieurs travaux son nécessaire pour la réalisation de ce projet qui sont :

VIII.2.1 Réseau de distribution et conduite de refoulement :

- Exécution des tranchées
- Pose du lit de sable
- Pose des conduites
- Epreuve de joint et de la canalisation
- Remblayage des tranchées
- Nivellement et compactage

VIII.2.2 Ouvrages hydrotechniques :

VIII.3 Facture des différents types de conduites du réseau de distribution et conduite de refoulement

Les prix des conduites sont détaillés comme suit :

CHAPITRE VIII :.....Etude socio-économique

Tableau VIII-1 : Facture des différents types de conduites du réseau de distribution.

Conduites	Type de conduite	Unités de mesure	Quantité (m)	Prix unitaire (DA/m)	Montant (DA)
Ø 75	PEHD	ml	101	391,14	39505,14
Ø 90	PEHD	ml	177,8	569,75	101301,55
Ø 110	PEHD	ml	926,7	845,35	783385,845
Ø 125	PEHD	ml	746,3	1094,45	816788,035
Ø160	PEHD	ml	2475,86	1788,75	4428694,575
Ø 200	PEHD	ml	712,5	2 809,00	2001412,5
Ø 250	PEHD	ml	784	4 346,00	3407264
Ø 315	PEHD	ml	192,5	6 890,00	1326325
Ø 500	PEHD	ml	918	8 398,00	7709364
Ø 400	Fonte	ml	1870	5 396,00	10090520
Total (HT)					30 704 560,65
TVA (19%)					5 833 866,52
Total (TTC)					36 538 427,17

CHAPITRE VIII :.....Etude socio-économique

Tableau VIII-2 Fourniture de pose de pièces spéciales.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
Coudes	U	13	1080	14040
Tés	U	19	4537.89	86 220
Grillage avertisseurs	U	8391,2	23,2	194 444.25
Ventouse	U	1	33 000	33 000
Fourniture pose de borne d'irrigation type A2 PN 16	U	21	250 000	18300000
Fourniture et pose de Vannes Ø 500 PN 16	U	1	396 274,00	416270,43
Fourniture et pose de Vannes Ø 160 PN 16	U	7	16 737,00	100423,08
Fourniture et pose de Vannes Ø 110 PN 16	U	8	11 098,00	66589,56
Fourniture et pose de Vannes Ø 90 PN 16	U	1	9 334.00	28004,76
Fourniture et pose de Vannes Ø 75 PN 16	U	5	8 326.00	41 630
Total (HT)				19 086 177,83
TVA (19%)				3 626 373,79
Total (TTC)				22 712 551,62

VIII.4 estimation des frais des travaux sur le réseau et la conduite de refoulement :

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

VIII.4.1 Calcul des volumes de déblais et remblais

La pose des conduites dans le réseau se fait dans des tranchées conçues selon le tracé et l'itinéraire des lignes de conduites et prend en compte les longueurs, les largeurs et les hauteurs de chaque tranchée conçue à recevoir une conduite de diamètre spécifique

La largeur de la tranchée varie selon la section des conduites est de :

$$l = D + 2 \times a \quad (\text{m}) \quad \text{a varie selon le diamètre de la conduite}$$

La hauteur est de :

$$H = D + h_{\text{sable}} + 0.8 \quad (\text{m})$$

Avec :

h_{sable} : qui est la hauteur du lit de sable comprise entre 0.1 et 0.2 mètres

CHAPITRE VIII :.....Etude socio-économique

Sois L la longueur de la tranchée en mètres.

D : diamètre de la conduite.

VIII.4.2 Volume du déblaiement

Le volume des déblaiements sera alors égal à :

$$V_{\text{deb}} = f \times L \times H \times l \quad (\text{m}^3)$$

VIII.4.3 Volume de remblais

Le volume du remblai est égale à celui des déblais duquel on soustrait le volume de la conduite enterrée on aura donc :

$$V_{\text{remb}} = V_{\text{deb}} - V_{\text{cond}}$$

$$\text{Avec : } V_{\text{cond}} = \left(\pi \frac{D^2}{4}\right) \cdot L$$

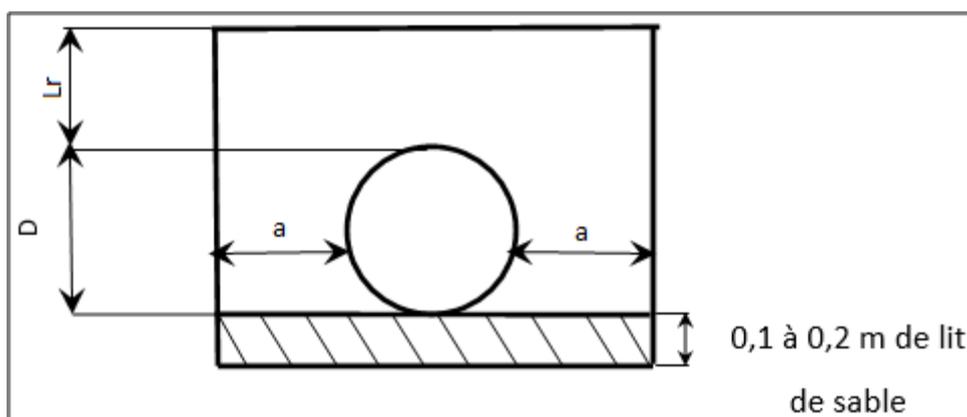
$$\text{Donc : } V_{\text{remb}} = V_{\text{deb}} - \left(\pi \frac{D^2}{4}\right) \cdot L$$

VIII.4.4 Volume de sable

Le Volume du sable nécessaire pour le lit de sable est égale à :

$$V_{\text{sable}} = h_{\text{sable}} \times L \times l$$

La figure si après illustre la disposition de la conduite au niveau de la tranchée :



Disposition de la conduite dans une tranchée

CHAPITRE VIII :.....Etude socio-économique

VIII.4.5 Calcul des différents volumes

Tableau VIII-3 :Quantité des travaux de terrassement.

Conduites	l (m)	h (m)	L (m)	V _{deb} (m ³)	V _{cond} (m ³)	V _{sable} (m ³)	V _{remb} (m ³)	V _{excédentair} (m ³)
75	0,663	0,8	101,00	0,00	0,00	6,82	0,00	0,00
90	0,7	0,8	177,80	157,89	4,52	12,27	141,10	16,79
110	0,7	0,8	926,70	863,90	35,21	65,80	762,89	101,00
125	0,8	0,8	746,30	720,97	36,62	54,11	630,25	90,72
160	0,8	0,8	2475,86	2592,92	199,02	188,17	2205,73	387,18
200	0,8	1	712,50	815,10	89,49	57,00	668,61	146,49
250	1	1	784,00	996,27	153,86	66,64	775,77	220,50
315	1	1,1	192,50	278,21	59,98	17,61	200,62	77,59
400	1	1,1	1870,00	3160,30	939,49	187,00	2033,81	1126,49
500	1	1,2	405,00	918,00	317,93	44,55	555,53	362,48
Total				11 262,17		737,54	8 270,27	2 991,89

Tableau VIII-4 :Coût des travaux de terrassement.

Conduites	Unités de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	M ³	11 262,17	250	2 815 542.5
Pose du lit de sable	M ³	737,54	1000	737 540
Remblai de la tranchée	M ³	8 270,27	300	2 481 081
Evacuation de terres excédentaires à la décharge	M ³	2 991,89	200	598 378
TOTAL (DA) +TVA				6 632 541.5

VIII.4.5 Estimation du cout total de l'installation du réseau

Le cout total des travaux est estimé comme suit :

$$P_t = F_{remb} + F_{sable}$$

CHAPITRE VIII :.....Etude socio-économique

Le cout total de l'installation des conduites en prenant en compte toutes les opérations financières est de l'ordre de :

$$CT = 26\,453\,197.72 + 21\,975\,586,7 + 5\,843\,111 = \mathbf{54\,271\,895.42\ DA}$$

VIII.5 Frais des travaux sur le réservoir

Les opérations à suivre pour la réalisation :

- Terrassements :
 - Décapage des terres végétales.
 - Fouille en grande masse jusqu'au bon sol.
 - Remblai en terre épierrée.
 - Transport des terres excédentaires.
- Coffrage :
 - Radier.
 - Voile.
 - Coupole.
- Béton :
 - Béton de propreté dosé a 150kg/m^3 .
 - Béton : radier, voile (400kg/m^3) ; coupole (350kg/m^3)
- Enduit et peinture :
 - Enduit : étanche sur la surface intérieure avec des adjuvants dosés a 600kg/m^3 .
 - Peinture :
 - * badijonage des surfaces en terre par du fillincotte
 - *Etanchéité de la coupole par des paxa-aluminium.
 - *Peinture vinylique sur la partie apparente.
- Menuiserie métallique :
 - Carpeau métallique.
 - Grille d'aération métallique.
 - Echelles galvanisées.

CHAPITRE VIII :.....Etude socio-économique

VIII.5.1 Terrassement

- **Décapage**

$$S_{\text{dec}} = r^2$$

$$S_{\text{dec}} = 19^2 = 361 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{dec}} = S_{\text{dec}} * e = .16 * 0.2$$

Avec: $e = 20 \text{ cm}$

- $V_{\text{dec}} = 72.2 \text{ m}^3$

- **Les fouilles en grand masse**

$$D = D_{\text{ext}} + 2 \text{ m}$$

$$D = 19.3 + 2 = 21.3 \text{ m}$$

$$S_f = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi * 21.3^2}{4} = 356.32 \text{ m}^2$$

$$V_f = S_f * h_{\text{bs}} = 356.32 * 2.5$$

h_{bs} : hauteur du bon sol c'est 2.5m.

- $V_f = 890.8 \text{ m}^3$

- **Volume des terres**

$$V_t = V_f * C_f = 890.8 * 1.2$$

- $V_t = 1068.9 \text{ m}^3$

- **Les remblais des fouilles**

$$V_{\text{rf}} = S * h_{\text{bs}} - V_{\text{bp}}$$

$$V_{\text{rf}} = \frac{\pi(D_{\text{fext}}^2 - D_{\text{ext}}^2)}{4} * h_{\text{bn}} - 2$$

$$V_{\text{rf}} = 3.14 * (21.3^2 - 19.3^2) / 4 * 2$$

- $V_{\text{rf}} = 127.56 \text{ m}^3$

- **Volume du déblai a transporté**

$$V_t - V_{\text{rf}} = 1068.9 - 127.56 = 941.35 \text{ m}^3$$

CHAPITRE VIII :.....Etude socio-économique

VIII.5.2 Bétonnage

- **Volume de béton de propreté**

$$V_{bp} = S_{bp} * e_{bp}$$

$$S_{bp} = \frac{\pi(D_{ext}+0.1)^2}{4} = \frac{\pi 21.4^2}{4} = 359.68 \text{ m}^2$$

$$V_{bp} = 359.68 * 0.2$$

- $V_{bp} = 71.9 \text{ m}^3$

- **Volume de radier**

$$V_{rad} = S_{rad} * e_r$$

$$S_r = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi 21^2}{4} = 356.32 \text{ m}^2$$

$$V_r = 356.32 * 0.35$$

- $V_r = 124.7 \text{ m}^3$

- **volume des voiles**

$$V_{bv} = \frac{\pi(D_{ex}^2 - D_{in}^2)}{4} * H_{rad} = 49$$

$$V_{bv} = \frac{\pi(21^2 - 19^2)}{4} * 6 = 376.99$$

- $V_{bv} = 376.99 \text{ m}^3$

- **Le volume de la coupole**

$$S_c = 2\pi R_{moy} * f$$

$$R_{moy} = (R_{ext}^2 + f^2) / 2f = (10.5^2 + 1.2^2) / (2 * 1.2) = 46.5 \text{ m}$$

$$S = 2 * 3.14 * 46.5 * 1.2 = 350.88 \text{ m}^2$$

$$V_c = S * e_f$$

$$V_c = 350.88 * 0.10$$

- $V_c = 35.08 \text{ m}^3$

VIII.5.3 Enduit et peinture

$$S_{end} = \frac{\pi D_{int}^2}{4} + \pi D_{int} * H_r$$

CHAPITRE VIII :.....Etude socio-économique

- $S_{\text{end}}= 641.6\text{m}^2$

$$S_{\text{end}}= \pi \text{Dext} * \text{Hr}$$

- $S_{\text{pein}}= 395.8\text{m}^2$

Tableau VIII-5 :Coût des travaux de réalisation du réservoir de 1700m³.

N°	Désignation des travaux	U	Qté	Prix Unitaire	Montant en HT
1	Terrassement en grande masse pour plate forme de travail en terrain de toute nature	M3	72,2	450	32 490
2	terrassement de la cuve du réservoir en terrain de toute nature travaux mécaniques,	M3	890,8	450	400 860
3	étude géotechnique	ENS	1	500 000,00	500 000
4	f/p de béton de propreté dosé à 200kg/m ³ y/c toute suggestion de bonne exécution	m ³	71,9	12 000,00	862 800
5	f/p de béton armé dosé à 400kg/m ³ pour radier et paroi du réservoir, ferrailage selon plan	M3	742,31	35 000,00	25 980 850
6	f/p de béton armé dosé à 350kg/m ³ pour poutre et coupole du réservoir, ferrailage selon plan remis y compris toute suggestion de mise en place, coffrage décoffrage.	M3	35,08	25 000,00	877 000
87	enduit en mortier de ciment en triple couche étanche sur paroi intérieur	M2	641,6	1 000,00	641 600
8	enduit en mortier de ciment en deux couches sur paroi extérieur	M2	395,8	1000,00	395 800
9	réalisation d'une chambre de vanne de dimension intérieur de 4m*4m y compris maçonnerie en brique, enduit en mortier de ciment sur mur et sous plafond, f/p d'une porte métallique avec serrure de sécurité, f/p de grille d'aération 1m*0,5 et f/p d'équipement d'éclairage	M2	16	45 000,00	720 000
TOTAL en HTT				30 411 400,00	
Total en TTC				36 189 566,00	

VIII.6. Devis pour la station de pompage

- La hauteur **H= 6m**
- La longueur **L= 20 m**
- La largeur **l = 9 m**
- H : hauteur de poteau = **6 m**

CHAPITRE VIII :.....Etude socio-économique

- Poteaux : $b \times b = 30 \times 30$ cm
 - Poutres : $b \times b = [(30 \text{ à } 50) \times 30]$ cm
 - Brique $30 \times 20 \times 10$ cm
 - Fenêtre ($h \times b$) = 50×75 cm
 - Porte ($h \times b$) = 220×130
- ($L = 4.7$ m ; $l = 4.2$ m ; $n_p = 15$)

Schéma explicatif :

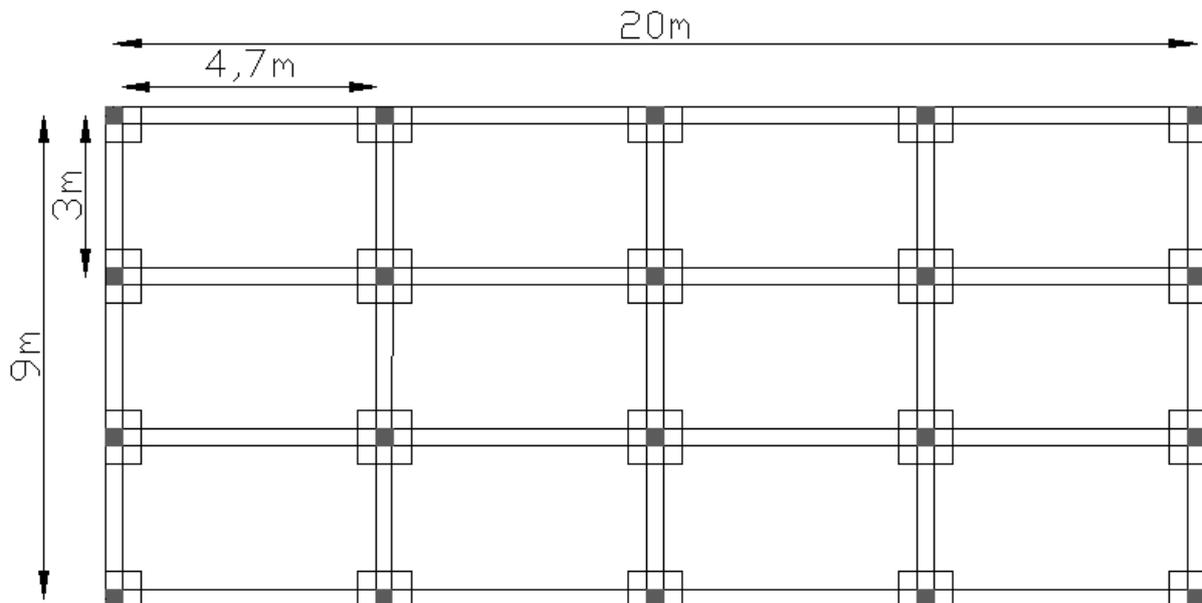


Figure VIII-1 schéma explicatif de la station de pompage

VIII.6.1 Volume des travaux

VIII.6.1.1 Décapage :

$$Vd = L \times l \times ed .$$

$$Vd = 22 \times 11 \times 0.2 = 48.4 m^3 .$$

VIII.6.1.2 Excavation :

$$Vex = 1 \times 1 \times 1 \times np .$$

$$Vex = 15 m^3 .$$

VIII.6.1.3 Déblai :

$$VD = 48.4 + 15 = 63.4 m^3 .$$

VIII.6.1.4 Béton de propreté :

- Béton de propreté au dessous des poteau

$$Vb,p = 10 \text{ cm} * 1 \text{ m} * 1 \text{ m} * np .$$

CHAPITRE VIII :.....Etude socio-économique

$$V_{b,p} = 0,1 * 1 * 1 * 15 = 1.5 \text{ m}^3.$$

- **Volume béton de propreté au dessous de la ceinture**

$$V_{B.P.C} = ((12 \times L) + (10 \times l)) \times 0,1 \times 0,3$$

$$V_{B.P.C} = ((12 \times 4.7) + (10 \times 4.2)) \times 0,1 \times 0,3 = 2.95 \text{ m}^3$$

VIII.6.1.5 Béton ordinaire (Béton armé 350 kg /m³)

- **semelle**

$$V_{B.A.S} = 1 \times 1 \times 0.3 \times n_p$$

$$V_{B.A.S} = 1 \times 1 \times 0.3 \times 15 = 4.5 \text{ m}^3$$

- **Demi-Poteaux :**

$$V_{D.P} = (0,6 \times 0,3 \times 0,3) \times n_p = \mathbf{0.81 \text{ m}^3}$$

- **Béton armé Longrines**

$$V_{B.A.Longrine} = ((12 \times L) + (10 \times l) + (n_p \times 0,3)) \times e \times 0,3 \quad e = \mathbf{50 \text{ cm}}$$

$$V_{B.A.Longrine} = ((12 \times 4.7) + (10 \times 4.2) + (15 \times 0.3)) \times 0.5 \times 0.3 = \mathbf{15.43 \text{ m}^3}$$

- **Poteaux (Béton armé)**

$$V_p = n_p \times (0,3 \times 0,3 \times H)$$

$$V_p = 15 \times (0,3 \times 0,3 \times 6) = \mathbf{8.1 \text{ m}^3}$$

- **Dalle:**

$$V_{dalle} = V_{B.A.chape} = \mathbf{110.54 \text{ m}^3}$$

- **Poutre :**

$$V_p = 0.2 V_{dalle} = \mathbf{22.11 \text{ m}^3}$$

VIII.6.1.6 Le Brique

- **Surface occupé par le brique**

$$S_{brique} = ((L \times 8 + l \times 4)H) - ((50 \times 75 \times 8) + 220 \times 130)$$

$$S_{brique} = ((470 \times 8 + 420 \times 4)600) - ((50 \times 75 \times 8) + 220 \times 130)$$

$$S_{brique} = 320.54$$

- **Nombre des briques**

$$N_{brique} = \frac{320.54}{0.2 \times 0.3} \times 2 = \mathbf{10685 \text{ pièces Briques}}$$

CHAPITRE VIII :.....Etude socio-économique

VIII .6.1.7 Chape (Plate forme)

- **Graviers** (épaisseur = 3 cm)

$$V_{\text{graviers}} = 8 \times (L \times l) \times 0,3 = 8 \times (4,2 \times 4,7) \times 0,3 = 47,37 \text{m}^3$$

- **Chape de béton armé = 7 cm**

$$V_{\text{B.A.chape}} = 8 \times (L \times l) \times 0,7 = 8 \times (4,7 \times 4,2) \times 0,7 = 110,54 \text{m}^3$$

Tableau VIII-6 :Estimation de cout de la stations de pompage.

Désignation des travaux	unités	Quantité	Prix unitaire	Montant (Da)
Décapage	m ³	48,4	250	12100
Excavation	m ³	15	200	3000
Béton de propreté	m ³	4,45	6000	26700
Béton armé				
Semelles	m ³	4,5	32000	144000
Demi-poteaux	m ³	0,81	32000	25920
Poutre	m ³	22,11	32000	707520
Chape	m ³	110,54	32000	3537280
Poteaux	m ³	8,1	32000	259200
longrine	m ³	15,43	32000	493760
Ceinture	m ³	2,95	32000	94400
dalle	m ³	110,54	32000	3537280
Remblai				
gravier	m ³	47,37	250	11842,5
Maçonnerie				
Briques	U	10685	18	192330
Total (DA)			9 045 333	
TVA (19%)			1 718 613	
PRIX TOTAL			10 763 946	

VIII.7 Estimation du coût total du projet

Le devis des différentes opérations sont comme suit :

- Devis des travaux (réseau de distribution-adduction –refoulement) **43 170 968.67 DA**
- Devis de l'équipement de distribution **22 712 551,62 DA**
- Devis du réservoir **36 189 566DA**

CHAPITRE VIII :.....Étude socio-économique

- Devis du système de pompage **8 587 617 DA**

Donc le devis total du projet est estimé à : **110 660 703.3 DA**

VIII.8 Conclusion

L'estimation du coût total du projet a donné un montant global de **cent dix millions six cents soixante mille sept cents trois dinars et trois centimes.**

BIBLIOGRAPHIE

CONCLUSION GENERALE

La réutilisation des eaux usées traitées est une forme de valorisation d'un potentiel en eau très important. Cette valorisation permet d'alléger le recours aux eaux conventionnelles et essentiellement les eaux souterraines très vulnérables. La création de périmètres irrigués par les eaux usées traitées et la recharge des nappes surexploitées sont les principales options à adopter.

Actuellement, les EUT constituent pour les agriculteurs une source d'eau disponible, mais qui d'une part ne permet pas de développer les cultures à haute rentabilité économique et présente d'autre part des risques sanitaires. L'allocation des eaux pour les aires d'irrigation est conditionnée par la projection de débit de production d'eaux usées à différents horizons qui est estimée à 1.2Mm³ jusqu'à 2Mm³. Cela permettra, la mise en eau graduelle des surfaces des aires d'irrigation jusqu'à l'horizon 2030 .

Nous avons réussi à mettre en valeur un système d'irrigation en rejoignant la station de lagunage et les aires d'irrigation à partir d'un système d'adduction (station de pompage et conduite de refoulement) vers un réservoir de distribution d'un volume de 1700m³ ensuite un réseau de distribution ramifié en utilisant des conduites en PEHD vers des bornes au sommet de chaque îlot en assurant des pressions nécessaires à installer tous systèmes d'irrigation (goutte à goutte et aspersion)

Il est à noter, également, que les techniques modernes (localisée et aspersion) économes en eau sont généralement pratiquées avec des eaux conventionnelles (eau douce de surface et souterraine). Par contre les eaux usées sont tributaires de leur niveau de qualité lors de leur traitement dans les stations de lagunage d'où la difficulté de les utiliser avec des systèmes d'irrigation modernes, Pour éviter tout problème de colmatage il est primordial d'installer soit des réservoirs de décantation ou des matériaux de filtration.

Estimer le coût du projet est primordial car l'ingénieur doit avoir la notion de la faisabilité technique mais aussi de l'aspect économique, dans notre cas l'aménagement demande un montant d'environ cent dix millions de dinars, cette hausse du prix est due à l'installation d'une station de pompage et un réservoir de stockage qui sont nécessaires, d'une part pour garantir les pressions aux asperseurs, et d'autre part pour éviter une mauvaise installation du réseau d'irrigation qui mènera à son dysfonctionnement.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

BLIOGRAPHIE

- ARCE/ BEMH, 2012** Réutilisation des eaux usées épurées dans la Wilaya de Boumerdès.
- Blumenthal UJ, et al. 2000** Lignes directrices pour la qualité microbiologique des eaux usées traitées utilisées dans l'agriculture : recommandations de révision des lignes directrices de l'OMS. Bulletin de l'Organisation Mondiale de la Santé.
- CTH,2011** Etude d'actualisation de la station d'épuration par lagunage naturel de la ville de Marhoum.
- 3.E, 2007** Etude et réalisation d'un lagunage aéré a Belaila-commune de Chetouane.
- ANRH** :donne pluviométrique et climatologique de la région de Sidi Bel Abbes
- ENHYD, 1996** Etude d'aménagement hydro-agricole du périmètre Tafna – Isser et Hennaya.
- Gadiri Mohammed, déc. 2009**Réutilisation des eaux usées épurées pour l'irrigation en Algérie.
- HPO, 2005** Etude d'un système de lagunage avec un système de réutilisation des eaux épurées à Ras el Ma.
- Direction de ressources en eaux de la wilaya de Sidi Bel Abbes** :donnes pédologique et étude du sol du périmètre de la zone d'étude
- STUKY/ENHYD, 2009** Etude d'aménagement hydro-agricole du secteur VI du périmètre de sahel algérois ouest irrigué à partir des eaux usées épurées des STEP de Hadjout et Tipaza (dossier : ressource en eau).
- ENHYD, 2007** Etude d'aménagement hydro –agricole de la plaine de Mléta (dossier ressource en eau)
- B.TOUAIBIA** ,Manuel pratique d'hydrologie mars 2004

ANNEXES

ANNEXE I

Bulletin d'analyse physico-chimique des eaux de lagune de RAS EL MA

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère Des Ressources En Eau

Office National de l'Assainissement (O.N.A)
Zone d'Océan
Unité de SIDI-BEL-ABBES
Station d'épuration de SIDI-BEL-ABBES



Bulletin d'analyse

Date de prélèvement: Lundi 16 Décembre 2013
Lieu du prélèvement: Lagune Aérée de Ras El Ma
Date d'analyse: Mardi 17 Décembre 2013
Nature de l'échantillon: Echantillon Ponctuel
Lieu de l'analyse: Laboratoire de la STEP De Sidi Bel Abbès

Paramètre :	Eau Brute :	Eau Epurée :
MES (mg/l) :	639	35
DCO (mg/l):	449,73	224,66
DBO ₅ (mg/l):	322	43
PH :	7,31	8,10
T (°C) :	16,0	16,1
Conductivité(µs/cm)	1815	1593
Salinité (mg/l) :	105	88
Turbidité (NTU) :	381	74
Rendement :	MES : 94,52 % DCO : 50,05 % DBO ₅ : 86,65 %	
Rendement épuratoire :	77,07 %	

Chef de laboratoire :

ميلوى نبيلة
رئيسة المختبر

Directrice de l'unité :



République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère Des Ressources En Eau

Office National de l'Assainissement (O.N.A)
Zone d'Oran
Unité de SIDI-BEL-ABBES
Station d'épuration de SIDI-BEL-ABBES



Bulletin d'analyse

Date de prélèvement: Dimanche 19 Janvier 2014
Lieu du prélèvement: Lagune Aérée de Ras El Ma
Date d'analyse: Lundi 20 Janvier 2014
Nature de l'échantillon: Echantillon Ponctuel.
Lieu de l'analyse: Laboratoire de la STEP De Sidi Bel Abbès

Paramètre :	Eau Brute :	Eau Epurée :
MES (mg/l) :	227	31
DCO (mg/l):	599,08	205,97
DBO ₅ (mg/l):	216	96
PH :	7,94	8,09
T (°C) :	13,8	13,6
Conductivité(µs/cm)	1869	1322
Salinité (mg/l) :	109	92
Turbidité (NTU) :	187	34,50
Rendement :	MES : 86,34 % DCO : 65,62 % DBO ₅ : 55,56 %	
Rendement épuratoire :	69,17 %	

Chef de laboratoire :

AN
ميلوى نبيلة
رئيسة المختبر

Directrice de l'unité :

كحافة محرف
مديرة الوحدة

ANNEXE

Bulletin d'analyse des métaux lourds des eaux de la lagune de RAS EL MA



GETALAB ^{Sarl}

Global Etudes Techniques Analyses et Laboratoire

Analyses physico-chimiques & microbiologiques dans les domaines de la chimie, des eaux et de l'agroalimentaire.

13/01-0263934 B 09 du 14-02-2011 & Agrément : N° 48 du 18-07-2011

BULLETIN D'ANALYSE PHYSICOCHIMIQUE

Dénomination du produit : Eau de rejet - RAS EL MA.

Référence du produit : 40/14

Reçu le : 19-05-2014

Nom du client / société de destination : BEMH-SIDI BEL ABES (STEP-SBA)

Ces résultats ne concernent que l'échantillon reçu par le laboratoire.

Paramètres	Résultats	Spécification	Méthodes
Teneur en chlorure	195.5 mg/l		NA.6362
Teneur en magnésium	72.4mg/l	300 mg/l	NA.1655
Teneur en phosphore total	11.06mg/l	50 mg/l	A.S.T.M
Teneur en sodium	99.9 mg/l		A.ATOMIQUE
Teneur en cadmium	<0.01mg/l	0.05 mg/l Max	A.ATOMIQUE
Teneur en Cuivre total	<0.005mg/l	5.0 mg/l Max	A.ATOMIQUE
Teneur en Mercure	<0.01mg/l	0.01 mg/l Max	A.ATOMIQUE
Teneur en Plomb	<0.01mg/l	10.0 mg/l Max	A.ATOMIQUE
Teneur en Chrome total	<0.005mg/l	1.0 mg/l Max	A.ATOMIQUE
Teneur en manganèse	<0.005mg/l	10.0 mg/l Max	A.ATOMIQUE
Teneur en Nickel total	<0.01mg/l	2.0 mg/l Max	A.ATOMIQUE
Teneur en Zinc total	<0.002mg/l	10.0 mg/l Max	A.ATOMIQUE
Apparence aspect	Trouble liquide		Examen visuel

Conclusion:

Bulletin établi le : 30-05-2014

Le responsable du laboratoire

SARL GETALAB
Etudes & Analyse
LABORATOIRE

701, les oliviers El Kiffane Timcen Tél : 043.26.63.84 Telfax : 043.26.61.28 Mob : 0995.20.89.89

ANNEXE II

Type des bornes d'irrigation avec un tableau des diamètres de sortie normalisé



TYPES		
TYPES	DN (mm) entrée	DN (mm) sortie
A2	80 - 100 - 150	2 * DN 65
A4	80 - 100 - 150	4 * DN 65
B2	80 - 100 - 150	2 * DN 100
C	80 - 100 - 150	1 * DN 100/150

Connexion bride : DIN 2501
 Pression de service : 16 bar
 Test de pression : 25 bar
 Peinture : Electrostatique 200 µm

ANNEXE

Tableau des diamètres normalisés et le prix pour les conduites en PEHD selon
CHIALI

TUBE PEHD EAU POTABLE PN10

Référence	Désignation	Diamètre		Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM					
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	2,0	PE80	10 Bars	31,48	36,83
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	2,0	PE80	10 Bars	39,80	46,57
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	2,4	PE80	10 Bars	61,83	72,34
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	3,0	PE80	10 Bars	96,79	113,24
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	3,7	PE80	10 Bars	147,86	173,00
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	4,7	PE80	10 Bars	233,89	273,65
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	5,6	PE80	10 Bars	330,68	386,90
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	5,4	PE100	10 Bars	387,50	453,38
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	6,6	PE100	10 Bars	577,28	675,42
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	7,4	PE100	10 Bars	735,44	860,46
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	9,5	PE100	10 Bars	1 204,65	1 409,44
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	11,9	PE100	10 Bars	1 829,83	2 140,90
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	14,8	PE100	10 Bars	2 890,41	3 381,78
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	18,7	PE100	10 Bars	4 479,51	5 241,03
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	23,7	PE100	10 Bars	7 374,35	8 627,99
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	29,7	PE100	10 Bars	11 312,40	13 235,51
11 003 6301	Tube PEHD	630	37,4	37,4	PE 100	10 Bars	17 101,74	20 009,04