

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

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Irrigation et de Drainage

THEME :

**DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU D'IRRIGATION DU
PERIMETRE DE BEN KHELIL A PARTIR DE LA FUTUR
STEP (W.BLIDA)**

Présenté par :

M^r NOUARI ADEL

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r T.KHETTAL	M.C.A	Président
M^{me} A.AZIEZ	M.A.A	Examinatrice
M^{me} D.DJOUDAR	M.A.A	Examinatrice
M^rD.KOLIAI	Ing .chef	Examineur
M^{me}S.MEDJDOUB	M.A.A	Examinatrice
M^rA.BOUFEKANE	M.A.A	Promoteur

Mars 2014

Dédicace

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidé sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect.

- *A mes parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard Amor, Omhani*
- *A mes frères Abed al hak, Salah, Morad, Rayen*
- *A ma Femme*
- *A mon oncle Cherif nouari , shanfar bouzid*
- *A mes sœurs SR, HR, LA, SD*
- *A mes amis Walid, Faouzi, Adel, Douad, Sid ali, Sif al islam, Djoudi, daas sofiane , Mahdi*
- *A Fille de ma sœurs Nada*
- *A toute ma famille*
- *A tous mes enseignant et amis sans exception*

NOUARI ADEL

Remerciement

Au terme de ce projet, fruit de mes années de labeur, je tiens à remercier sincèrement Dieu, de m'avoir octroyé les moyens et les personnes qui m'ont aidé dans son élaboration, ainsi que ceux qui ont bien voulu l'évaluer :

*- **Mon Promoteur Mr A. BOUFEKANE.** Pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse. Je leurs exprime mes vifs remerciements.*

*- **Monsieur KHETTAL.T.** Qui m'a fait l'honneur de présider ce jury.*

*- **Madame AZIEZ.A.** De m'avoir enseigné et honorer le jury.*

*- **Monsieur KOLIAI.D** de m'avoir enseigné et honorer le jury.*

*- **Madame MEDJDOUB.S** de m'avoir enseigné et honorer le jury.*

*- **Madame DJOUDAR.D** de m'avoir enseigné et honorer le jury.*

Je remercie tous les enseignants de l'ENSH pour le savoir qu'ils m'ont transmis.

Je remercie encore tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'élaboration de cette étude.

Merci à tous

NOUARI ADEL

ملخص

في هذا المشروع قمنا بدراسة كيفية تزويد الأراضي الزراعية المكونة لمحيط بن خليل الواقع في ولاية البليدة بالمياه انطلاقا من محطة تصفية المياه المستعملة المستقبلية.

لهذا الغرض قمنا بدراسة عامة لمختلف خصائص المنطقة من حيث المناخ و من حيث الخصائص المتعلقة بنوعية التربة.

Résumé

L'objectif de ce projet est la conception du réseau d'irrigation qui va alimenter en eaux usées traitées le périmètre de BEN KHELIL situé à la wilaya de BLIDA à partir de la future station d'épuration.

Pour cela nous avons fait une étude générale sur les caractéristiques climatiques ainsi que la caractéristique des sols de la région.

Abstract

The objective of this project is the design of the network of irrigation which will feed out of treated worn water the perimeter of BEN KHELIL located at the wilaya of BLIDA starting from the future station of purification.

For that we made a general study on the climatic characteristics as well as the characteristic of the grounds of the area.

Chapitre I

Introduction	1
I.1.1. Situation géographique	1
I.1. Situation du périmètre	1
I.1.2. Situation administrative et infrastructure routière	2
I.1.3. Réseau hydrographique	3
I.1.3. La géologie	5
I.2. Analyse des conditions naturelles	5
I.2.1. Situation climatique	5
I.2.1.1. Les précipitations	5
I.2.1.2. Humidité relative	6
I.2.1.3. Température de l'air	6
I.2.1.4. Evaporation	7
I.2.1.5. Vents	8
I.2.1.6. Sirocco	8
I.2.1.7. Gelée blanche.....	9
I.2.1.8. La neige	9
I.2.1.9. Ensoleillement	10
I.2.2. Classification du climat	10
I.2.2.1. Indice d'aridité	10
I.2.2.2. Quotient pluviométrique d'EMBERGER	11
I.2.2.3. Diagramme Ombrothermique de Gaussen	13
I.2.3. Conditions pédologiques	14
I.2.3. 1- Classification des sols de la zone d'étude	14
I.2.3. 2.Description de Profil 40.....	15
I.2.3. 2- Conditions géologiques	18
I.2.4. Analyse de ressource en eau	19
I.2.4.1. l'estimation de la qualité de l'eau	20
I.2.4. 1.1. Les paramètres de la qualité d'eau	21
Conclusion	26

Chapitre II

Généralités:.....	17
II.1. Historique de l'utilisation des eaux usées.....	17
II.2. Origine des eaux entrant en station d'épuration.....	19
II.2.1. Eaux usées domestiques:.....	19
II.2.2. Eaux usées industrielles :.....	20
II.2.3. Eaux de ruissellement . :.....	20
II.3.Importance des rejets :.....	21
II.3.1. Conditions de rejet:.....	21
II.3.2. Les type de réseau :.....	21
II.3.3. Raccordement des industries :.....	24
II.3.4. Taille de l'agglomération :.....	24
II.4. Evaluation de la pollution:.....	24
II.4.1. Définition de la pollution :.....	24
II.4.2. Principaux polluants . :.....	24
II.5. Les principaux paramètres de pollution :.....	27
II.5.1. Les paramètres physiques :.....	27
II.5.2. Les paramètres chimiques :.....	28
II.6. Conséquences sur le milieu récepteur :.....	31
II.7. Notion d'équivalent habitant :.....	32
II.8. La nature des eaux usées de Ben Khelil.....	32
II.9. Flux à traiter sur la station d'épuration et évolution de charge polluante.....	33
Conclusion.....	3

Chapitre IV

IV. Introduction.....	58
IV.1. But de l'étude	58
IV.2. Etude Hydrologique	58
IV.2.1.Choix du type de loi	58
IV.2.2. Homogénéisation de la série pluviométrique	59
IV.2.3. Ajustement à la loi de Gauss.....	61
IV-2-4.Calcul des caractéristiques empiriques de l'échantillon.....	62
IV.2.5. Test de validité de l'ajustement à la loi de Gauss	64
IV.2.6. Ajustement à une loi Log-normale.....	65
IV.2.7. Test de validité de l'ajustement à une loi Log-normale	66
IV.2.8. Pluviométrie moyenne mensuelle de probabilité 80%.....	66
Conclusion.....	67

Chapitre V

V.1. Définition.....	68
V.2. besoins en eau des cultures.....	68
V.3. Détermination de l'évapotranspiration	68
V.3.1. Définition.....	68
V.3.2. Méthodes d'évaluation de l'évapotranspiration.....	68
V.3.3. Calcul de l'évapotranspiration	69
V.3.4. Calcul des besoins en eau d'irrigation pour les cultures d'assolement.....	70
V.3.4.1 Besoins en eau de Figuier.....	71
V.3.4.2 Besoins en eau de Pommier.....	71
V.3.4.3. Besoins en eau de Raisin	72
V.3.4.4. Besoins en eau de Tabac.....	72
V.3.4.5. Besoins en eau de Tournesol	73
IV.3.4.6. Besoins mensuel en eau d'irrigation des cultures	73
V.3.5. Le volume fourni par la STEP.....	74

V.3.6. Calcul du débit maximum journalier (débit spécifique).....	74
Conclusion.....	75

Chapitre VI

VI.1. Généralités.....	76
VI.2. Les techniques d'irrigation à la parcelle	76
VI.2.1. Les Techniques d'irrigation de surface	76
VI-2-1-1- Irrigation par ruissellement :	76
VI.2.1.2. Irrigation par submersion (Level System).....	79
VI.2.1.3. L'irrigation mixte	83
VI.2.2. Les techniques d'irrigation sous pression	83
VI.2.3. L'irrigation localisée	85
VI.2.4. Les techniques d'irrigation de sub-surface ou souterrain.....	85
VI.3. Les avantages et les inconvénients des techniques d'arrosages	86
VI.3.1. Techniques d'irrigation de surface	86
VI.3.2. Techniques d'irrigation sous pression.....	86
VI.3.3. L'irrigation localisée	87
VI-3-4- L'irrigation souterraine	87
VI.4. Choix des techniques d'irrigation	88
VI.5. Travaux et aménagements recommandés.....	89
VI.5.1. Les amendements organiques.....	89
VI.5.2. La fertilisation	89
VI.5.3. Les brise vents.....	89
VI.6. Les contraintes à la mise en valeur.....	90
VI.6.1. Les contraintes climatiques	90
VI.6.2. Les contraintes édaphiques.....	90
VI.7. La micro irrigation (irrigation localisée).....	91
VI7.1. Définition, principe et origine :	91
VI.7.2. Dispositions générales.....	91
VI.7.3. Avantages et inconvénients.....	92
Conclusion.....	94

Chapitre VII

Introduction	94
VII.1-Dimensionnement de la bache de stockage	94
VII.2-Profil en long et emplacement de la conduite.....	95
VII.3-Calcul de la hauteur d'élévation et du débit calculé d'équipement	95
VII.3.1-Calcul du débit forcé.....	95
VII.3.2-Calcul de la hauteur d'élévation.....	96
VII.3.3-Choix du nombre de pompe.....	97
VII.3.4-Choix des pompes.....	97
VII.4.Détermination du diamètre économique de refoulement	102
VII.5-Dimensionnement du réservoir de stockage	109
Conclusion.....	111

Chapitre VIII

Introduction	112
VIII.1. Dimensionnement du réseau d'irrigation localisée.....	112
VIII.1.1. Données générales	112
VIII.1.2. Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée	113
VIII.1.2.1. Influence du taux de couverture du sol.....	113
VIII.1.2.2 Réserve facilement utilisable RFU	114
VIII.1.2.3. Pourcentage de sol humidifié	115
VIII.1.2.4. Dose nette	115
VIII.1.2.5. Dose brute.....	115
VIII.1.2.6. Fréquence d'arrosage.....	115
VIII.1.2.7. La durée d'arrosage	116
VIII.1.3. Choix des goutteurs dans la zone d'étude et la densité des cultures.....	116
VIII.1.3.1. Le nombre des rampes	116
VIII.1.3.2. Le nombre d'arbre par rampe	116
VIII.1.3.3 Nombre des goutteurs par rampe :.....	116
VIII.1.3.4. Débit de la rampe et le diamètre	117
VIII.1.3.5. Débit de la porte rampe	118
VIII.1.3.6 La conduite principale	119
VIII.1.3.7. La pression en tête de l'installation	120

Conclusion.....	121
-----------------	-----

Chapitre IX

Introduction	122
IX.1. TRANSPORT	122
IX.2. EMBALLAGE DES TUYAUX.....	122
IX.2.1.CONDITIONNEMENT DES FARDEAUX DE TUYAUX.....	122
IX.2.2. EMBALLAGE DES RACCORDS	122
IX.2.3. CONDITIONNEMENT DES ACCESSOIRES.....	123
IX.3. MOYEN DE LEVAGE.....	123
IX.4. STOCKAGE ET ENTREPOSAGE	123
IX.4.1. ENTREPOSAGE DES TUYAUX	123
IX.4.2. ENTREPOSAGE DES RACCORDS	124
IX.4.3. STOCKAGE DES ACCESSOIRES	124
IX.5. POSE DE LA CONDUITE EN TRANCHEE	125
IX.5.1. OUVERTURE DE LA TRANCHEE.....	125
IX.5.2. HAUTEURS DE COUVERTURE	126
IX.5.3. LIT DE POSE	126
IX.5.4. REMBLAYAGE DE LA TRANCHEE	127
IX.6. PREUVE HYDRAULIQUE	127
IX.6.1. LONGUEUR DES SECTIONS A EPROUVER	127
IX.6.2. ANCRAGE DE LA CONDUITE	127
IX.6.3. REMBLAYAGE PARTIEL DE LA TRANCHE AVANT LA MISE EN ÉPREUVE	128
IX.6.4. REMPLISSAGE DE LA CONDUITE	128
IX.6.5. PRESSION D'ÉPREUVE.....	129
IX.6.6. DEFINITION D'UNE MISE EN EPREUVE SATISFAISANTE.....	129
IX.6.7. MISE EN EPREUVE COMPLETE DE LA CANALISATION.....	130
IX.6.8. CRITERES DE RECEPTION.....	130
IX.7 Sécurité du travail	130
CONCLUSION.....	131

Chapitre X

Introduction	132
X.1 devis de réseau d'irrigation:.....	132
X.2 Coût des cultures à projeter:	133
Conclusion	133

Liste des tableaux

	page
Tableau. I.1 : Températures mensuelles et annuelles à la station de Boufarik (1985 – 2012)	7
Tableau. I. 2 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations	8
Tableau. I.3 : Evaporation moyenne mensuelles à la station de Boufarik (1985 – 2012)	9
Tableau. I.4 : Vitesse des vents à la station de Boufarik	9
Tableau. I. 5 : Insolation moyenne journalière et annuelle à la station de Boufarik	9
Tableau. I.6 : Humidité relative moyenne mensuelle et annuelle à la station de Boufarik	10
Tableau. I.7 : Nébulosité moyenne mensuelle et annuelle à la station de Boufarik	11
Tableau. I.8 : Classification du climat selon de MARTONNE.	11
Tableau. I.9 : Fiche analytique	14
Tableau. I.10 : Quelques valeurs de coefficients de perméabilité (K)	16
Tableau II-1 : ancienne irrigation par les eaux usées	18
Tableau II.2 : Norme de rejet en Algérie (OMS)	21
Tableau II.3 : Caractéristique des eaux usées urbaines	30
Tableau. II.4 : Caractéristiques Des Eaux Résiduaires Urbaines des quatre rejets	32
Tableau. II.3 : Flux hydrauliques	33
Tableau. III.1 : Caracteristiques de la fosse à bâtards	35
Tableau. III.2 : Normes des paramètres de dimensionnement de la grille grossière	35
Tableau. III.3 : Les caractéristiques de la grille de notre STEP	35
Tableau. III.4 : Caracteristiques des pompes à installer au débit par temps de pluie	36
Tableau. III.5 : Les paramètres de dimensionnement du dégrillage mécanique et la grille de by-pass	38
Tableau. III.6 : Les caracteristiques des Grilles mécanisée de la STEP	38
Tableau. III.7 : Les caracteristiques de Grille de by-pass de la STEP	39
Tableau. III. 8 : Les caractéristiques du dégrilleur fin de la STEP	39
Tableau. III.9 : Les dimensions du répartiteur de la STEP	41

Tableau. III.10 : Les paramètres de dimensionnement le Dessableur-Deshuileur	41
Tableau. III.11. Caracteristiques d'apport d'air par système aérateur submergés	42
Tableau. III.12 : Caracteristiques d' Apport d'air par système de diffuseur d'air	42
Tableau. III.13 : La quantité de sables recueillis	42
Tableau. III.14 : La quantité d'huiles recueillis	42
Tableau III.15 : Les dimensions du répartiteur à la sortie des dessableurs	43
Tableau III.16 : Les paramètres de dimensionnement de décanteur primaire à respecter	43
Tableau III.17 : Les caracteristiques de Décanteur primaire	43
Tableau III.18 : Les caractéristiques des effluents	44
Tableau III.19 : Les paramètres de dimensionnement pour un traitement par boue activée à moyen charge	45
Tableau. III.20 : Caractéristiques de la zone d'aération	46
Tableau. III.21 : La capacité du système d'aération	47
Tableau. III.22 : Caracteristique de la zone de dégazage	48
Tableau. III.23 : Les paramètres de dimensionnement à respecter pour le clarificateur	48
Tableau. III.24 : Les dimensionnement de clarificateur	48
Tableau III.25 : Caractéritiques de la recirculation des boues	49
Tableau. III.28 : La quantité de boues fraîches produites par la décantation	50
Tableau. III.29 : Les paramètre des production de boues	50
Tableau. III.30 : Caractéristiques dimensionnelle à respecter pour Pompage	51
Tableau. III.31 : Caractéristiques dimensionnelle l'âge des boues	52
Tableau. III.28 : La quantité de boues fraîches produites par la décantation	53
Tableau. III.29 : Les paramètre des production de boues	53
Tableau. III.32 : Caractéristiques dimensionnelle d'épaississeur	54
Tableau. III.33. Caractéristiques dimensionnelle à respecter pour pompage des boues	54
Tableau. III.34 : Caractéristiques dimensionnelle Stabilisation aérobie	55
Tableau. III.35 : Les caractéristiques d'oxygénation	55
Tableau. III.36 : Les pompes des boues vers la déshydratation	56
Tableau. III .37 : Paramètres dimensionnel des lits de séchage	57
Tableau. III.38 : Paramètres dimensionnel du séchage mécanique	57

Tableau. IV.1 : Précipitations moyennes mensuelles en (mm) à la station de Boufarik	60
Tableau. IV.2 : Test de WILCOXON	61
Tableau. IV.3 : Ajustement à une loi de Gauss	63
Tableau. IV.4 : Ajustement à une loi de Gauss	65
Tableau. IV.5 : Pluviométrie moyenne mensuelle de probabilité 80%	66
Tableau. V.1. : Évapotranspiration en mm / jour	69
Tableau. V.2. : Pluies efficace en mm	69
Tableau. V.3 : Besoins en eau de Figuier	71
Tableau. V.4 : Besoins en eau de Pommier	71
Tableau. V.5 : Besoins en eau de Raisin	72
Tableau. V.6 : Besoins en eau de Tabac	72
Tableau. V.7: Besoins en eau de Tournesol	73
Tableau. V.8 : Détermination des besoins en eau des cultures en mm	73
Tableau IV.9 Besoins annuels en m³	73
Tableau VII.1:Dimensions de la bâche d'aspiration	95
Tableau VII.2: les valeurs de Ki en DA (D<=700mm)	104
Tableau VII.3: les valeurs de Ki en DA (D>=700mm)	104
Tableau VII.4 : Calcul des pertes de charges	106
Tableau VII.5: Détermination du diamètre économique de refoulement	107
Tableau VII.6: Les diamètres approximatif	108
Tableau VII-7 : les dimensions des réservoirs de stockage	109
Tableau VII-8 : les dimensions les conduit entres les réservoirs des stockages	110
Tableau VIII-1 Caractéristiques générales du réseau localisé	116
Tableau. V.2 : Caractéristiques générales du réseau localisé	117
Tableau X. 1: Facture proforma des pièces du réseau d'irrigation	132
Tableau X. 2: Estimation du coût des cultures projetées dans le périmètre	133

Liste des figures

	Page
Figure I-1 : localisation géographique de la wilaya de Blida	1
Fig. I.3. Carte géologique de la plaine de la Mitidja	2
Fig. I.4. Coupes géoélectriques nord-sud à travers la plaine de la Mitidja	5
Fig. I.5. Climmagramme pluviométrique de Gausсен	7
Fig. I.6 : Histogramme de la précipitation moyenne	8
Fig. I.7 : Anneau d'humidité relative moyenne	10
Fig. I.8 : Le diagramme bioclimatique	13
Fig. II.1. La réutilisation des eaux usées épurées dans le cycle d'assainissement	18
Figure II.2 : Système unitaire	22
Figure II.3 : Système séparatif Système pseudo-séparatif	23
Figure II.4 : Système pseudo- séparatif	23
Figure II.5: chaîne trophique des boues active	29
Fig . IV. 1 : Ajustement à la loi de Gauss	64
Fig . IV. 2 : Ajustement à la loi log normale	66
Fig. VI.1 : Irrigation par planches	77
Fig. VI.2 : Irrigation par rigoles de niveau	77
Fig. VI.3 : Irrigation par rases	78
Fig. VI.4 : Plans inclinés	78
Fig. VI.5 : Irrigation par ados	79
Fig. VI.6 : Irrigation à la raie	80
Fig. VI.7 : Irrigation à la raie en arboriculture (d'après Soltner, 1995)	80
Fig. VI.8 : Irrigation par submersion par bassins dépendants et indépendants	81
Fig. VI.9 : Submersion par bassin en terrasse	81
Fig. VI.10 : Epanchage de crue avec circulation de l'eau en chicanes	82

Fig. VI.11 : Raies courtes	82
Fig. VI.12 : Arrosage par cuvettes en arboriculture (d'après Soltner,1995)	83
Figure VII-1 : courbe sélectionne pour chaque série(Q/H)	98
Figure VII-2 : courbe sélectionnée	98
Figure VII-3 : le schéma explicatif de la pompe	100
Figure VII-4 : Caractéristiques de groupe électropompe	101
Figure VII-5 : Schéma de raccordement des collecteurs	103
Figure VII-6 : La courbe de $K_i=f(D)$	108
Figure VII-7 : La variation de diamètre approximatif avec le débit	108
Fig. VIII.1 : Décomposition d'îlot	112
Fig. VIII.2 : La pression en tête de l'installation	119
figure. IX.1.CONDITIONNEMENT DES FARDEAUX DE TUYAUX	121
Fig.IX2.ENTREPOSAGE DES TUYAUX	122
Fig. IX.3. bardage des tuyaux	124
Fig. IX.4.POSE DE LA CONDUITE EN TRANCHEE	125
Fig. IX.5. ANCRAGE DE LA CONDUITE	126
Fig. IX.6. REMBLAYAGE PARTIEL DE LA TRANCHE	127
Fig. IX.7. REMPLISSAGE DE LA CONDUITE	127

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de situation de périmètre de BEN KHELIL

Planche N°2 : Plan d'occupation du périmètre de BEN KHELIL

Planche N°3: Schéma explicatif du réseau de l'irrigation goutte à goutte du
Du BEN KHELIL.

Planche N°4 :plan d'organisation de la STEP de BEN KHELIL

Planche N°5 : Profil long de la conduite principale de périmètre de BEN
KHELIL

Introduction générale

En raison de la rareté croissante des ressources naturelles en eau conventionnelle et étant donné la concurrence entre les secteurs du développement économique de point de vue demandent en eau, la valorisation des eaux usées traitées est considérée comme une composante essentielle dans la politique de gestion intégrée des ressources hydriques. Cependant, pour qu'elle soit inscrite dans un cadre de développement durable, la mise en valeur de la réutilisation de ces eaux exige une étude prudente et intégrée qui tien compte surtout des aspects environnementaux.

En effet, ces eaux usées véhiculent des pollutions qui posent des problèmes de santé publique, de conservation des sols et de protection de l'environnement, qui ne doivent être ni exagérés ni sous-estimés.

Le défi sera alors de concevoir et d'opérer une nouvelle génération de systèmes de gestion de l'eau qui soient en mesure de satisfaire la demande alimentaire dans un contexte de rareté de l'eau, tout en respectant les exigences de l'environnement.

Dans ce cadre, on a mené cette étude sur un périmètre d'une superficie de 500 Ha, localisé dans la région de BEN KHELIL situé à la wilaya de BLIDA. Il s'agit de concevoir un réseau d'irrigation sur ce périmètre afin d'éviter toute évolution négative sur le milieu récepteur. En effet, les eaux de la station d'épuration de BEN KHELIL seront mobilisées dans ce domaine Pour cela, il est envisagé des analyses physico-chimiques et bactériologiques de ces eaux pour une éventuelle utilisation dans l'irrigation.

Ce travail rentre dans l'économie d'eaux de première main et la protection de l'environnement, dans le cadre de développement durable.

CHAPITRE I :
Analyse des conditions
naturelles et agricoles

Introduction

Le périmètre d'étude est situé à la commune de Ben Khelil (wilaya de Blida).

I.1. Situation géographique

I.1.1. Localisation géographique de la wilaya de Blida

La wilaya de Blida s'étend sur une superficie de 1.478,62 Km². Elle est limitée au sud par la wilaya de Médéa, l'Atlas, la montagne de Chréa et les gorges de la Chiffa ; au nord par les plaines de l'Algérois des wilayas d'Alger, Tipaza et Boumerdes ; à l'ouest par la wilaya d'Ain Defla et enfin à l'Est par la wilaya de Bouira.

Elle se compose de 10 Daïras et de 25 communes dont 17 comptent plus de 20 000 habitants.

La wilaya de Blida est limitée

- au nord, par la wilaya de Tipaza et la wilaya d'Alger.
- au sud, par la wilaya de Médéa.
- à l'est, par les deux wilayas Boumerdes et Bouira.
- à l'ouest la wilaya d'Ain Defla.

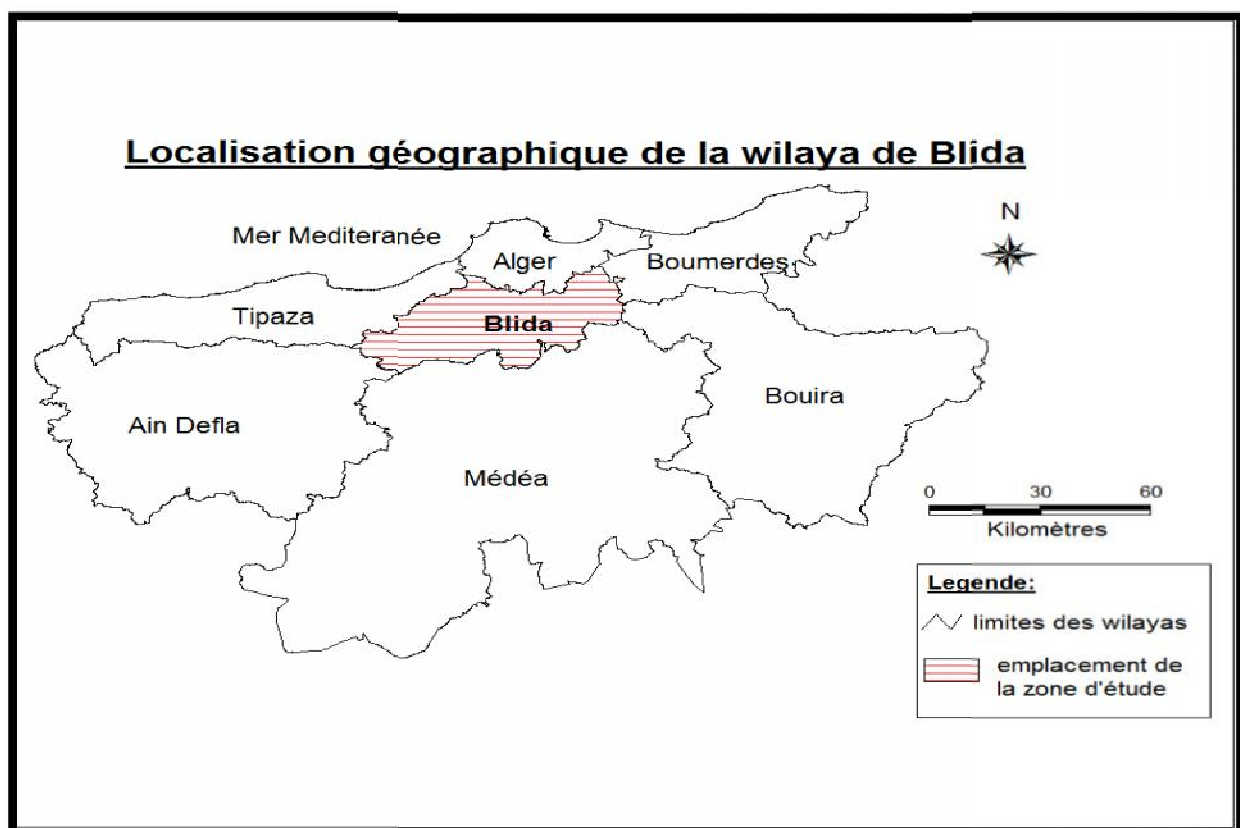


Figure I-1 : localisation géographique de la wilaya de Blida

I.1.2. Localisation géographique de la commune de Ben Khelil

La commune de Ben Khelil a des limites avec la wilaya de Tipaza à l'ouest et Alger à l'est et des communes de la wilaya de Blida, citons la commune de Boufarik au nord-est et Beni Mered et Beni Tamou au nord ainsi que Oued Alleug au nord-ouest



Figure. I.2. Localisation géographique de la commune de Ben Khelil

I.1.3. La position de la zone d'étude par rapport les sous bassins versant de la Mitidja

La zone d'étude se situe dans la plaine de la Mitidja. Cette dernière est située au Sud d'Alger. Elle s'étend sur les territoires d'Alger, Boumerdès, Tipaza et Blida, d'une orientation WSW – ENE et d'une altitude moyenne de 100 m. Elle s'étend sur une superficie de 1300 km² depuis l'oued Boudouaou à l'est jusqu'au le bassin de Menacer à l'ouest, sur une longueur de 100 km et une largeur qui varie de 8 à 18 km Elle est limitée :

- Au sud, par les piémonts de l'Atlas.
- Au nord, par la ride du Sahel.

Elle est formée de la juxtaposition de sous bassins versants, se regroupant en quatre ensembles, drainés du sud au nord par un réseau hydrographique important. Ces principaux bassins sont :

- Bassin occidental (O. Nador).
- Bassin du Mazafran (se trouve la zone d'étude).
- Bassin d'El Harrach.
- Bassin oriental (O. Hamiz et O. Réghaia).



Fig. I.3. Situation géographique de la plaine de la Mitidja

I.2. Données naturelles du site

I.2.1. relief

Le relief, les chemins de ruissellement, les sens d'écoulement ...etc. Sont autant d'éléments topographiques et morphologiques nécessaires pour une analyse hydrologique.

La topographie est imposée et son rôle est essentiel en matière d'assainissement car l'écoulement est tributaire du relief.

I.2.2. Sismicité

La ville de Blida est classée en zone III d'après le Règlement Parasismique Algérien, donc la région à une forte activité sismique. Elle se situe au sud du bassin sismogène de la Mitidja où une importante faille active, entre les localités de Bouinan et de Soumâa (faille de Bouinan/Soumâa). Cette faille dont la magnitude a été estimée par le CRAAG (Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique) à une valeur de 7.08 sur l'échelle de Richter a été par le passé à l'origine de plusieurs séismes destructeurs (CRAAG, 2005).

I.3.Situation climatique**I.3.1.Climat**

La région de Ben khelil bénéficie d'un climat méditerranéen semi-aride qui caractérise la ville avec alternance d'une saison sèche et chaude (Mai - septembre) et d'une saison humide (octobre-avril), elle subit pratiquement les mêmes variations saisonnières que la zone côtière.

I.3.2.L'humidité

L'humidité relative mensuelle moyenne varie de 70 à 83 % et de 60 à 63% respectivement pour les périodes allant de mois de novembre au mois de mars et du mois d'avril au mois d'octobre.

I.3.3.La température

Les variations enregistrées par les services de l'A.N.R.H sont données dans le **tableau I-1**. Elles montrent un maximum enregistré au mois d'août (40°C) et un minimum observé au mois de janvier (1.5°C). **Figure I-3**

I.1.3. La géologie et l'hydrogéologie de la zone d'étude

La plaine de la Mitidja s'étend au sud d'Alger entre Hadjout et Réghaïa, selon une direction ouest sud-ouest, est-nord-est. Elle est bordée au nord par les collines du Sahel et au sud par l'atlas Tellien. Elle fait environ 90 Km de long et 15 Km de large.

La nappe de la Mitidja s'étend au nord, jusqu'à la limite d'affleurement des alluvions quaternaires et au sud, jusqu'au contact entre les alluvions quaternaires et les formations plus anciennes de l'Atlas Blidéen.

La plaine de la Mitidja est constituée de deux aquifères : la formation quaternaire de la Mitidja qui représente la principale ressource en eau souterraine et la formation de l'Astien qui est l'aquifère le plus profond.

La formation de la Mitidja est hétérogène, constituée de graviers et sables avec des intercalations de niveaux argileux. Les alluvions affleurent sur la majeure partie du bassin avec une épaisseur qui peut atteindre plus de 200 m au centre de la plaine. Localement, les alluvions peuvent être recouvertes par les formations limono-argileuses du Mazafran qui mettent en charge l'aquifère des alluvions de la Mitidja.

La formation de l'Astien est constituée principalement de sables et de grès plus ou moins calcaires qui reposent sur le substratum marneux du Plaisancien. Son épaisseur moyenne est de l'ordre de 100 m.

L'Astien est séparé de l'aquifère des alluvions par la formation argileuse d'El Harrach, hormis au Nord-est de la plaine où les deux formations perméables sont en contact direct.

Le cadre géologique local est caractérisé par la série lithostratigraphique représentée dans la figure suivante :

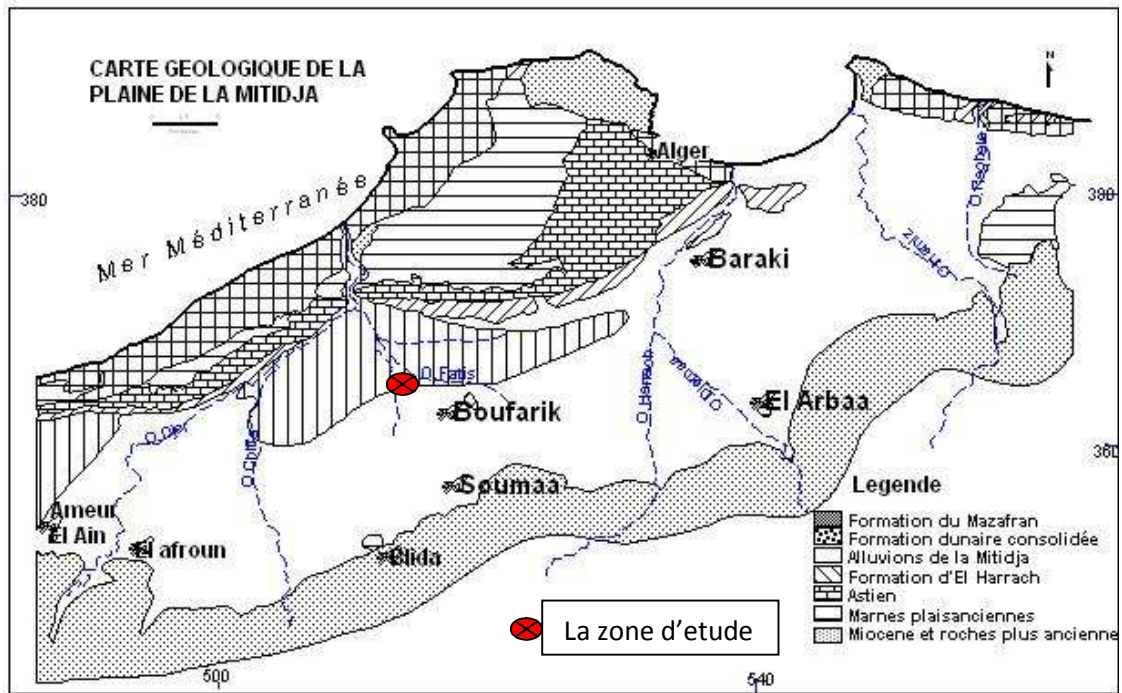


Fig. I.3. Carte géologique de la plaine de la Mitidja

L'alimentation de cet aquifère se fait essentiellement par les infiltrations des eaux de pluie sur le Sahel où il affleure. Il est également alimenté par la nappe alluviale sus-jacente par drainance à travers les marnes jaunes peu épaisses et dont la perméabilité varie de 10^{-7} à 10^{-8} m/s.

Les caractéristiques hydrodynamiques de l'astien sont mal connues. Les estimations de la perméabilité donnent des valeurs qui varient dans de larges fourchettes avec une moyenne de l'ordre de 4,3 m/j et le coefficient d'emmagasinement entre 5×10^{-6} et 5×10^{-3} .

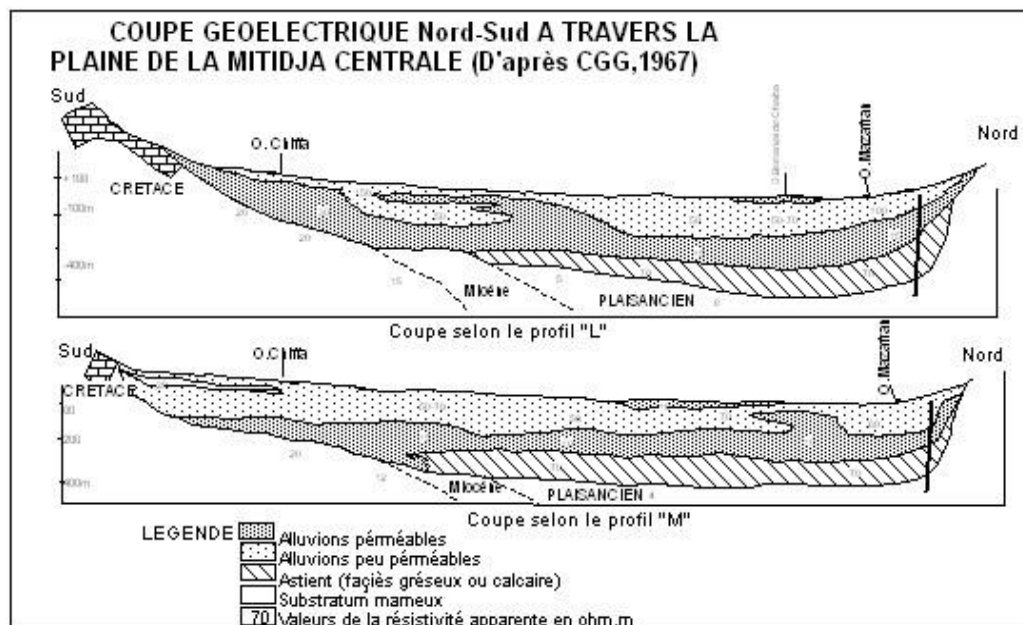


Fig. I.4. Coupes géoélectriques nord-sud à travers la plaine de la Mitidja (D'après : CGG, 1967)

I.2. Situation climatologique

I.2.1. La température

Les températures minimales moyennes mensuelles pour la période (1987-2012) fluctuent de 5,4 ° C au mois de février, le mois le plus frais (froid nocturne) à 20,3 ° C en août, le mois le plus chaud.

Nous constatons que les nuits du mois de Février sont légèrement plus froides que celles de Janvier.

Quant aux records minimaux mensuels ; ils peuvent atteindre une température de -2,2 ° C en janvier et -1,3 ° C en mars, voir -0,8 ° C en avril ce qui n'exclut pas l'existence des derniers jours de gel en ce mois. Les températures minimales les plus basses à l'échelle mensuelle peuvent varier entre 16,4 ° C avec des nuits douces même au cœur de l'hiver et 30,3 ° C et des nuits tropicales chaudes en août.

Les températures maximale moyennes mensuelles pour la période (1987-2012) est de 16,9 ° C en Janvier (froid diurne) et de 32,8 ° C en août.

Quant aux records maximaux mensuels ; ils peuvent atteindre 27,4 ° C en janvier et 45,2 ° C en juillet, voir 40 ° C en mai ce qui n'exclut pas le démarrage précoce des jours caniculaires.

Le pic maximal peut atteindre 47,5 ° C en Août, un pic de 30,4 ° C peut être enregistré en décembre ce qui explique la fin parfois tardive de la canicule.

Cette forte chaleur est généralement due à une situation synoptique caractérisée par un sirocco « un vent chaud soufflant du sud qui parcourt des grandes étendues du grand sahara vers le sud de l'Europe ».

Les températures maximales les plus basses à l'échelle mensuelle peuvent ne pas dépasser 3 ° C avec des journées très froides même au cœur du printemps avec 11,6°C ; en été nous pouvons observer des jours avec de la fraîcheur comme 24,9° C en août.

Les températures de la région d'étude sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau. I.1 : Températures mensuelles et annuelles à la station de Boufarik
(Période : 1985 – 2012)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moyenne Annuelle
Tmin	7,5	7,7	9,5	11,5	14,1	17,5	19,9	21,5	19,2	15	11,7	9,0	13,64
Tmax	15,2	16,7	19,7	20,8	24,8	28,9	32,8	33,6	30,2	24,7	19,8	16,7	23,66
Tmoy	11,33	12,2	16,7	15,9	19,5	23,2	26,3	27,5	24,7	19,9	15,7	12,8	18,65

Source : ANRH

Avec: T min : température minimale.

T max : température maximum.

T moy : température moyenne.

La température moyenne de l'air varie de 11,33 °C au mois de janvier à 27,5 °C au mois d'Août ce qui correspond à un climat relativement frais.

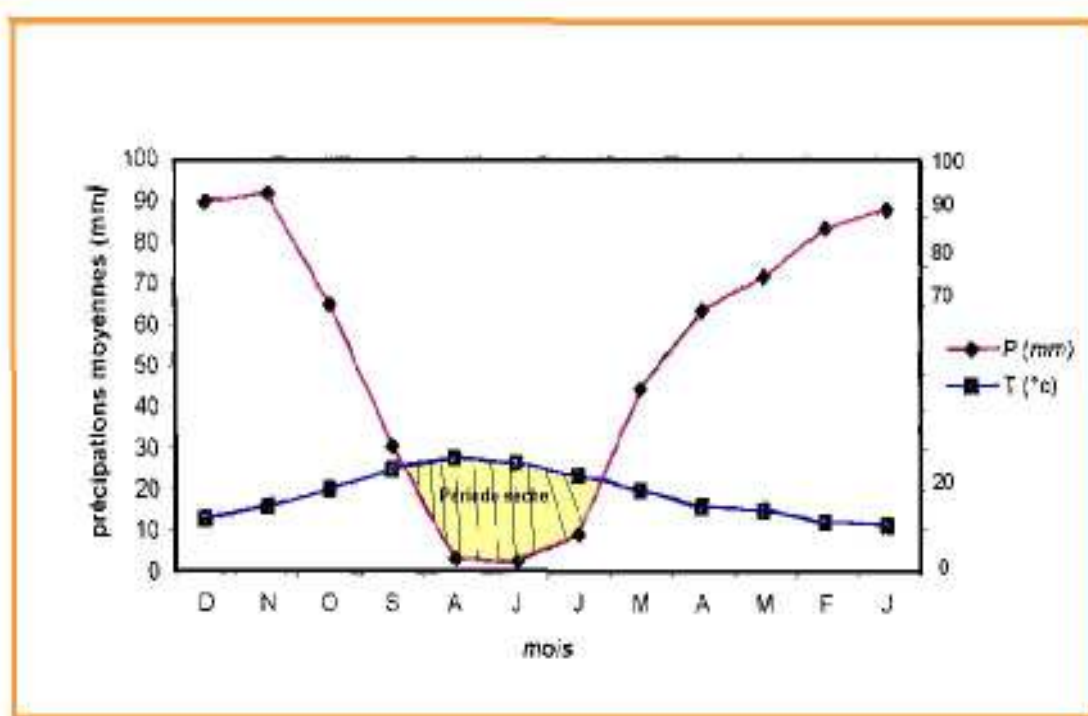


Figure N° 01: Climmagramme pluviométrique de Gaussen

Fig. I.5. Climmagramme pluviométrique de Gaussen

I.2.2. La pluviométrie

Les précipitations à l'échelle annuelle fluctuent en moyenne entre 282,6 mm et 807,2 mm, les quintiles inférieur et supérieur montrent que les précipitations annuelles peuvent être inférieures ou égales à 446,1 mm (année sèche) et supérieures ou égales à 728 mm (année humide) avec une probabilité de 20% (une année sur cinq).

Quin_{inf} : quintile inférieure correspond à la quantité de pluie qui peut être obtenue quatre années sur cinq.

Quin_{sup} : quintile supérieur : correspond à la quantité de pluie qui peut être obtenue une année sur cinq.

Médiane : correspond à la quantité de pluie qui peut être obtenue une année sur deux.

On admet que la pluie moyenne interannuelle de la région d'étude est de 640 mm.

Le régime pluviométrique de la région, est caractérisé par deux saisons distinctes : une saison pluvieuse d'octobre à avril, dont la quantité de pluie représente plus de 85 % du total annuel et une saison sèche de mai à septembre.

Tableau. I. 2 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations à la station de Boufarik (Période : 1985 – 2012)

Mois	J	V	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	MOY
Pmoy(mm)	86,9	71,2	59,3	53,5	48,5	7,5	3,23	6,59	31,9	54,5	85,6	104	612,7

Source : ANRH

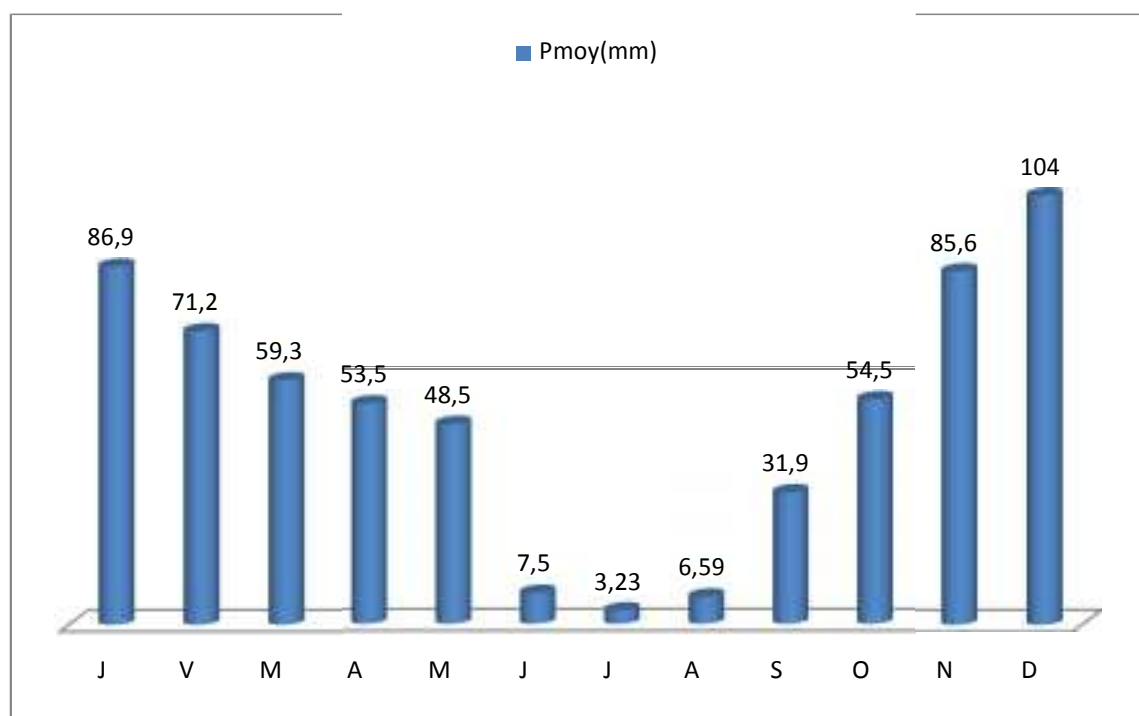


Fig. I.6 : Histogramme de la précipitation moyenne**Tableau. I.3 :** Evaporation moyenne mensuelles à la station de Boufarik
(Période : 1985 – 2012)

Mois	J	V	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
Evap(mm)	41,3	62,7	82,1	70,8	166,4	190,8	241,9	192,3	140,2	130,4	78,2	33,9	1454.5

Source : ANRH

I.2.3. Les vents

Le vent est un des éléments les plus caractéristiques du climat. On relève que les vents sont fréquents durant toute l'année à des vitesses relativement faibles.

Tableau. I.4 : Vitesse des vents à la station de Boufarik
(Période : 1985 – 2012)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
V(Km/h)	3,0	3,1	2,9	3,1	2,8	3,0	3,2	3,1	2,5	2,3	2,5	3,7	2,9

Source : ANRH

Les vents peuvent porter préjudice aux tensiomètres implantés à la parcelle. La vitesse des vents doit être prise en compte pour déterminer la partie émergente des appareils de mesure

I.2.4. L'insolation

Les données sur l'insolation dans la station de Boufarik sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau. I. 5 : Insolation moyenne journalière et annuelle à la station de Boufarik
(Période : 1985 – 2012)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNE
Moyenne (h)	4,43	6,00	7,09	7,65	9,66	10,12	11,29	10,58	9,29	7,07	5,32	4,09	7,7

Source : ANRH

I.2.4. L'humidité relative

L'humidité relative ou état hygrométrique indique que l'état de l'atmosphère est plus ou moins proche de la condensation; C'est à la valeur de l'humidité relative que correspond la sensation de l'humidité ou de sécheresse de l'air. Dans les stations de l'intérieure, la tension de vapeur est partout plus faible que sur le littoral.

L'humidité relative est le rapport exprimé en % de la tension de vapeur à la tension maximum correspondant à la température T.

Tableau. I.6 : Humidité relative moyenne mensuelle et annuelle à la station de Boufarik
(Période : 1985 – 2012)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNEE
Hr (%)	74	70	71	66	65	61	60	57	66	69	71	73	67

Source : ANRH

Avec : L'humidité relative moyenne est de : 67%.

L'humidité relative minimale est de : 57%.

L'humidité relative maximale est de : 74 %.

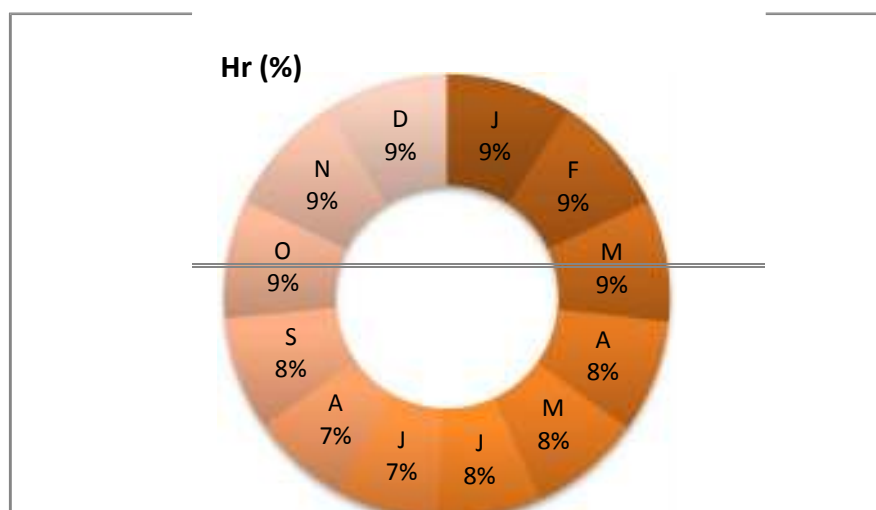


Fig. I.7 : Anneau d'humidité relative moyenne

I.2.6. Nébulosité

Les données sur la nébulosité sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau. I.7 : Nébulosité moyenne mensuelle et annuelle à la station de Boufarik
(Période : 1985 – 2012)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNEE
N(%)	4,7	4,3	4,5	4,6	3,5	3,0	2,1	2,4	3,1	4,0	4,7	4,5	3,8

Source : ANRH

I.3. Classification du climat

I.3.1. Classification du climat selon l'indice de MARTONNE

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

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

$$I_a = \frac{P}{T + 50}$$

Avec: I : indice de MARTONNE.

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

T : température moyenne annuelle en °C.

Tableau. I.8 : Classification du climat selon de MARTONNE

VALEUR DE I	TYPE DE CLIMAT	IRRIGATION
I < 5	Désertique	Indispensable
5 < I < 10	Très sec	Indisponible
10 < I < 20	Sec	Souvent indisponible
20 < I < 30	Relativement humide	Parfois utile
I > 30	Humide	Inutile

Pour : P = 612,7 mm/an ; T = 18.65°C

On aura :

$$Q = \frac{612,7^2}{18,65 + 273} = 21,385 \approx 21$$

Selon l'indice d'aridité calculé, on constate d'après la classification ci-dessus que la région est soumise à un régime de climat relativement humide, **L'irrigation est nécessaire.**

I.3.2. Classification du climat selon le diagramme d'EMBERGER

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

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

D'où :

P : précipitation moyenne annuelle de la région (mm)

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

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

Pour :

P = 612,7 mm

M = 33,6 °K

m = 7,5 °K

On aura :

$$Q = \frac{2*1000*612,7}{(33.6+273)^2-(7.5+273)^2} \approx 80$$

D'après le diagramme bioclimatique, le périmètre de Ben Khellil jouit d'un climat parmi subhumide et semi- Aride caractérisé par des hivers chauds.

Ces renseignements complètent celles obtenus précédemment, car Q =80 ; t=7,5

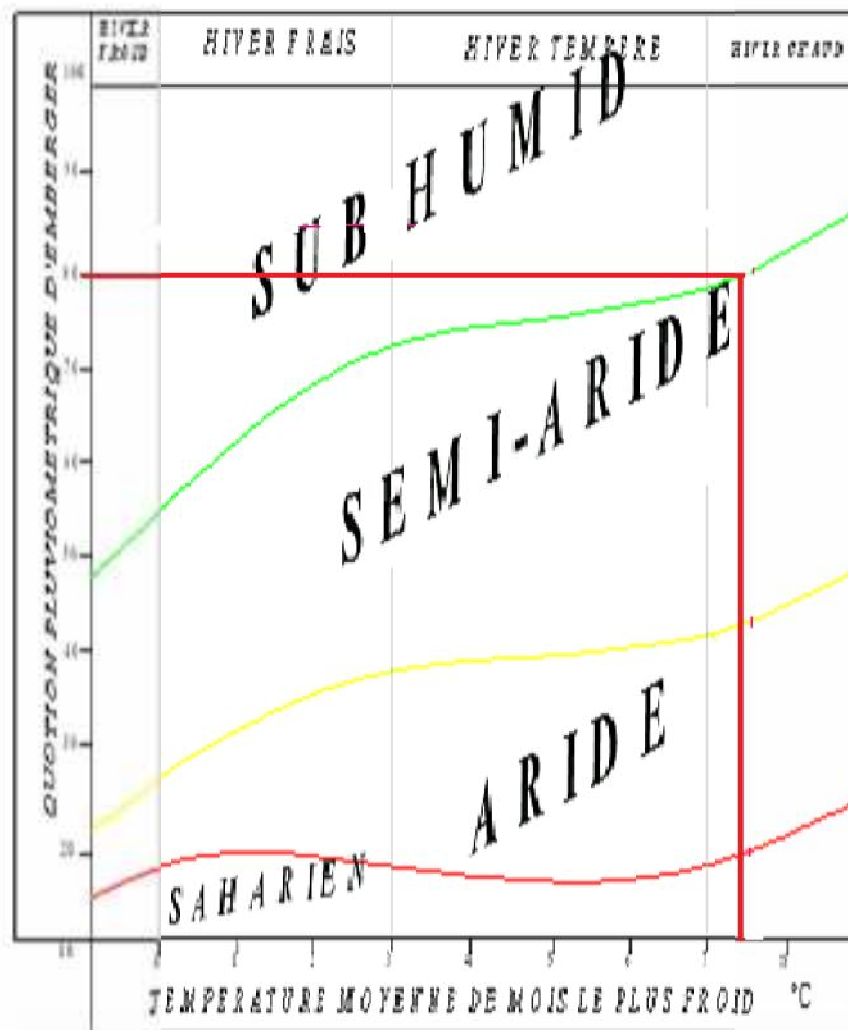


Fig. I.8 : Le diagramme bioclimatique

I.4. Pédologie

La pédologie est l'étude et la reconnaissance des sols. La typologie des sols de notre parcelle d'après la carte pédologique est de :

- La classe : sol à sesquioxydes de fer.
- Sous classe : sol rouge formé sous un climat de type méditerranéen.
- Groupe : a réserve calcique et le plus souvent, peu lessivé.
- Sous groupe : verticale.

D'après une étude qui a été faite dans cette région et qui est présentée dans le document « l'étude hydrodynamique des sols du périmètre », établi par l'A.N.R.H, on a résumé cette étude dans le tableau et le paragraphe ci-après.

Tableau. I.9 : Fiche analytique

Profondeur (cm)		0 à 15	15 à 50	50 à 90
Argile	%	52	52	49
Limon fin	%	21	21	23
Limon grossier	%	9	9	8
Sable fin	%	7	7	8
Sable grossier	%	6	6	8
Matière organique	%	2	1,7	1,9
C	‰	11,80	10	10,90
N	‰	1,06	1,1	1,08
C/N	%	11	9	9
CaCO ₃ total	%	1,44	0,82	6,60
Ca ⁺⁺	meq/100g	27	22	31
Mg ⁺⁺	meq/100g	2	2	2
K ⁺	meq/100g	0,17	0,38	0,25
Na ⁺	meq/100g	0,92	1,14	1,30
T	meq/100g	30	28	28
PH		7,70	7,40	7,74
Conductivité électrique (mmhos /cm)		0,57	0,76	0,50
Fer total	‰	69	68	-
Fer libre	‰	33	21	-
Fer libre (totale)	%	47	30	-
Densité réelle		2,2	2,2	2,3
Densité apparente		1,6	1,6	1,6
<u>Potentiel capillaire</u>	P ^f _{4.2}	14,2	16	15,3
	P ^f ₃	21,8	22,7	23,1
	P ^f _{2.5}	26,9	26,9	26,1

I.4.1. Etat physique du sol

Les propriétés physiques du sol sont liées à deux notions fondamentales la texture et la structure.

1. Texture

La texture d'un sol, soit la répartition de la taille de ses éléments constitutifs. Elle est caractérisée par une courbe granulométrique. Cette courbe représente, en fonction du diamètre apparent, les proportions pondérales d'éléments de tailles inférieures et s'obtient en appliquant successivement diverses techniques de séparation (tamisage, sédimentation ...) à un échantillon de sol.

2. Structure

La structure d'un sol peut être appréhendée sous l'angle du mode d'arrangement de ses particules élémentaires ou, de façon plus quantitative, par le réseau d'espaces lacunaires issus de cet arrangement.

L'état de structure est contrôlé par la porosité, qui est le rapport du volume des vides du sol et le volume total, exprimé en %. Elle dépend de la texture des sols, et est déterminée par la formule suivante :

$$P = \frac{D - D_a}{D} \cdot 100$$

Avec :

D : densité réelle.

D_a: densité apparente.

A.N :

$$P = \frac{2,2 - 1,6}{2,2} \cdot 100 = 27,27 \% \quad ; \quad \mathbf{P = 27,27 \%}$$

I.4.2. Perméabilité

La perméabilité c'est la faculté qu'à un sol à laisser circuler l'eau plus ou moins facilement.

Tableau. I.110 : Quelques valeurs de coefficients de perméabilité (K)

Matière	K (m/s)
Gravier	1 à 10⁻²
Sable grossier	10⁻² à 10⁻⁴
Sable fin limoneuse	10⁻⁴ à 10⁻⁷
Argile	10⁻⁷ à 10⁻¹⁰

La méthode qui est utilisée dans le laboratoire de l'A.N.R.H est la méthode de Henin. L'analyse a donné la valeur de $K = 2,5 \cdot 10^{-6}$ m/s, donc le sol est assez imperméable à arroser avec précaution.

I.4.3. Analyse chimique du sol

D'après l'analyse chimique qui est faite dans l'A.N.R.H on peut dire que :

- Le sol n'est pas salin parce que $C.E < 4$ mmhos/cm.
- Le sol n'est pas vraiment riche en matière organique.
- La valeur du pourcentage de la matière organique dans les différents horizons et le rapport C/N qui varie entre 9 et 11, ceci induit qu'il y'a une bonne décomposition de la matière organique.
- On a le $SAR < 6$, donc il n'y a pas de danger d'alcalinisation.

I.4.4. Description des profils

- 0 à 15 cm : sec, texture argileuse, structure polyédrique, enracinée moyennement poreux, compact et faible cohésion.
- 15 à 50 cm : texture argileuse, structure prismatique moyenne bien développée, forte cohésion, moyennement poreux et moyennement enraciné.
- 50 à 90 cm : texture argileuse, structure prismatique grossière, porosité faible et faible enracinement.

Conclusion

Dans cette partie nous avons présenté les données de base de la zone d'étude qui représentent l'identité de la commune de Ben khelil et qui servent à l'élaboration du projet de réalisation de la station d'épuration. Ces données concernent notre agglomération du point de vue topographique, géologique, climatologique, démographique, et la situation hydraulique.

CHAPITRE II:
Réutilisation des eaux
usées

Généralités:

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

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

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

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

II.1. Historique de l'utilisation des eaux usées

La raréfaction des ressources en eau et la dégradation de leur qualité est un défi majeur pour le XXI^e siècle. La France, qui possède des réserves en eau importantes, semble favorisée. Cependant, de même que la plupart des pays industrialisés, elle consomme beaucoup d'eau, et la qualité de ses rivières et de ses nappes phréatiques n'est pas toujours bonne. Afin de préserver la qualité des masses d'eau et pour diminuer les prélèvements dans le milieu naturel, il convient de chercher des approvisionnements alternatifs. La réutilisation des eaux usées épurées, ou REUE, peut constituer l'un de ces approvisionnements.

La REUE recouvre deux notions complémentaires : le traitement puis la réutilisation proprement dite d'eaux usées. Les eaux usées sont les eaux rejetées par les collectivités et les industries et qui sont acheminées par les égouts en station d'épuration afin d'être traitées. Après traitement, on les appelle des eaux usées épurées. Dans le cycle d'assainissement de l'eau « classique », celles-ci sont rejetées dans le milieu naturel. La REUE propose de récupérer directement ces eaux usées épurées, de les traiter éventuellement une nouvelle fois et de s'en servir pour toutes sortes d'usages. On constate (figure 1) que la REUE agit à deux niveaux : premièrement elle évite les rejets d'eaux issues de stations d'épuration dans le milieu naturel, et deuxièmement, elle constitue un approvisionnement supplémentaire. En quelque sorte, le cycle d'assainissement de l'eau est « court-circuité ».

Les eaux usées sont fortement chargées en polluants et en contaminants divers, ce qui pose le problème des risques sanitaires liés à une REUE et des traitements nécessaires. Le premier objectif de cette étude est de faire une synthèse des connaissances actuelles à ce sujet, et d'en tirer des éléments de conclusion sur la nature et le niveau de ces risques. Le deuxième objectif est, à partir des connaissances théoriques et des expériences de REUE dans le monde et en France

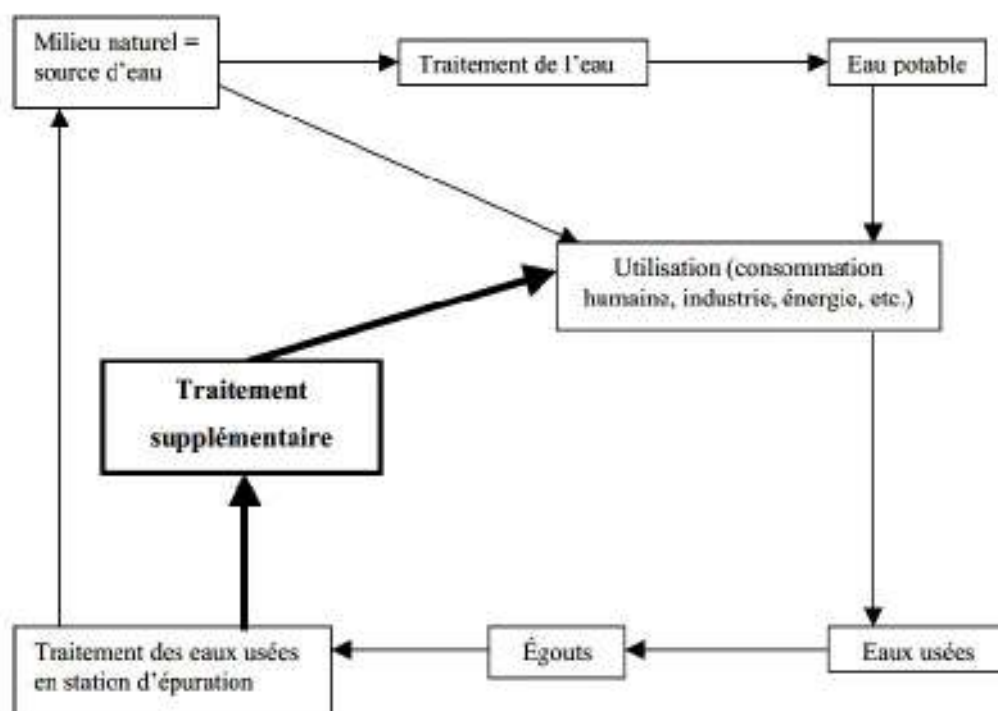


Fig. II.1. La réutilisation des eaux usées épurées dans le cycle d'assainissement

Tableau II-1 : ancienne irrigation par les eaux usées

année	surface	Volume d'eaux usées
1904	5100 ha	200 Mm³/ an
1950	5000 ha	100 Mm³/an
1980	2010 ha	40 Mm³/an

L'épuration et la réutilisation des eaux usées ont été pratiquées en Australie depuis 1880 avec l'adoption pour des raisons sanitaires à Adélaïde (Australie du Sud) de l'épandage des eaux usées sur des pâturages et des cultures maraîchères. En 1936 cette pratique a été arrêtée à la suite de maladies. Dans les années 1950 et 1960, la réutilisation des eaux usées

traitées pour l'arrosage des golfs et espaces verts s'est développée suivant les opportunités et en 1993 elle a été encouragée par le gouvernement de l'Etat qui l'a réglementée dans la loi pour la Protection de l'Environnement de 1995.

II.2. Origine des eaux entrant en station d'épuration

On entend par eaux usées, dans le sens le plus large, toutes les eaux à évacuer des zones bâties. Il s'agit des eaux usées provenant des ménages, de l'artisanat et de l'industrie. Dans un sens plus restreint, les eaux usées sont celles qui, en raison de leur nature, de leur qualité ou de leur provenance, doivent être déversées ou rejetées dans un cours d'eau, dans un lac ou dans une mer. En d'autres termes, il s'agit des eaux, qui, compte tenu du danger de pollution qu'elles représentent, ne peuvent être directement rejetées dans la nature sans conséquences nocives. Les eaux de ruissellement et des rivières peuvent également présenter un grave danger de pollution pour le lac selon la nature et la quantité des déchets solides ou des produits toxiques qu'elles y déposent

L'eau, propre et potable à l'origine, subit une altération et une dégradation par les multiples usages que l'on en fait dans les habitations, dans les établissements publics et dans les usines. Les matières ajoutées dans l'eau lors de son utilisation se retrouvent dans les eaux usées soit à l'état dissous soit en suspension, soit à l'état solide, Les eaux usées telles que définies dans l'introduction ont trois origines possibles :

- les eaux domestiques ;
- les eaux industrielles ;
- les eaux de ruissellement.

II.2.1. Eaux usées domestiques:

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau, elles sont essentiellement porteuses de pollution organique, elles se répartissent en eaux "ménagères", qui ont pour origine les salles de bains et les cuisines, et sont généralement chargées de détergents, de graisses, de solvants, de débris organiques et en eaux "vannes" ; il s'agit des rejets des toilettes, chargés de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux.

Donc ces eaux comprennent :

- ◆ Les eaux ménagères,
- ◆ Les eaux vannes,
- ◆ Les eaux de lavage.

II.2.2. Eaux usées industrielles :

Les eaux usées industrielles sont celles qui proviennent des diverses usines de fabrication ou de transformation, elles peuvent contenir des substances organiques ou minérales corrosives, substances odorantes, et colorées, et parfois toxiques et peuvent rompre l'équilibre écologique des milieux récepteurs.

Les eaux évacuées par les industries sont :

- ◆ Les eaux de fabrication qui dépendent de la nature de l'industrie,
- ◆ Les eaux de lavage des machines,
- ◆ Les eaux de refroidissement qui dépendent du taux de recyclage.

Les usages industriels ont le choix entre trois possibilités:

- ✘ Soit déverser leurs effluents directement dans le réseau d'assainissement si l'autorisation est donnée par la commune,
- ✘ Soit traiter entièrement leurs effluents avant de les rejeter directement dans le milieu naturel récepteur,
- ✘ Soit effectuer un prétraitement en usine avant le rejet dans le réseau d'assainissement.

II.2.3. Eaux de ruissellement . :

Ces eaux proviennent des eaux de pluie, des eaux de lavages des routes et des eaux de drainage.

Elles peuvent contenir des sables, des limons, des argiles, des hydrocarbures, des huiles et des fertilisants agricoles.

Elles peuvent constituer la cause des pollutions importantes des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses.

L'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air (fumées industrielles), puis, en ruisselant, des résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...).

En outre, lorsque le système d'assainissement est dit "unitaire", les eaux pluviales sont mêlées aux eaux usées domestiques en cas de fortes précipitations.

II.3.Importance des rejets :

L'importance des rejets urbains dépend de certains facteurs notamment :

- ◆ Du type de réseau,
- ◆ Des industries raccordées ou non au réseau,
- ◆ De la taille de l'agglomération.

II.3.1. Conditions de rejet:

Les normes de rejet sont très variables. Les paramètres de pollution sont plus nombreux que pour les eaux résiduaires usées et sont spécifiques des industries.

Les exigences des législations concernant des paramètres spécifiques (hydrocarbures, métaux lourds, F⁻, CN⁻.) dépendent de méthodes de mesure différente et sont de sévérité inégale suivant les pays.

Les effluents peuvent être rejetés directement dans le milieu naturel ou dans des réseaux d'assainissement urbains aboutissant à des stations biologiques dont ils ne doivent pas le perturber le fonctionnement si l'usage courant implique des limitations de concentrations dans l'effluent.

On considère aussi des moyennes mensuelles et des maximaux journaliers. Parfois certaines tolérances sont prévues dans l'application des normes si leur application stricte conduite à une impossibilité économique. De toute façon, les normes doivent tenir compte des sensibilités des méthodes de dosage et des possibilités techniques de traitement.

Les normes appliquées en Algérie préconisent une épuration correspondant (OMS)

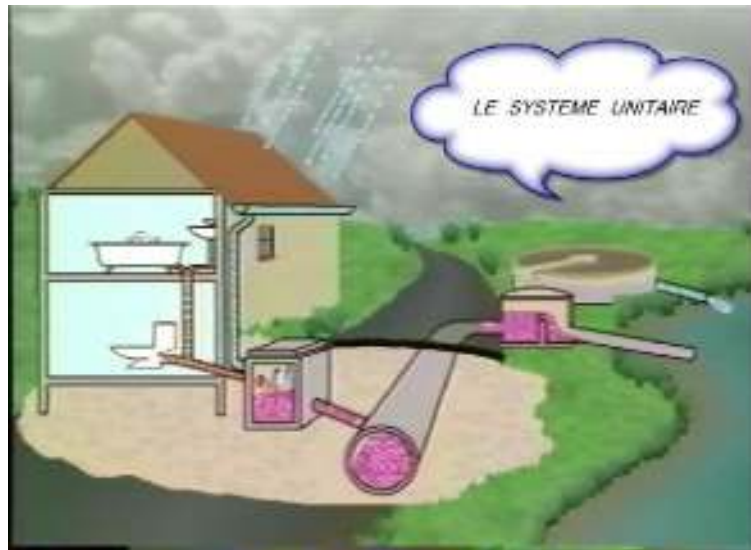
Tableau II.2 : Norme de rejet en Algérie (OMS)

Parameters	Valeurs	Unites
DBO₅	30-40	mg/l
DCO	90-120	mg/l
MES	30	mg/l
PH	5,5-8,5	-
Azote total	50	mg/l
Huiles et graisses	20	mg/l
Temperature	30	°C
Phosphates	2	mg/l
Detergents	1	mg/l

II.3.2. Les type de réseau :

Les principaux systèmes de collecte utilisés en assainissement sont :

- ◆ Le système unitaire,
- ◆ Le système séparatif,
- ◆ Le système pseudo-séparatif.

a) **Le système unitaire :****Figure II.2 :** Système unitaire

Dans le système unitaire, les eaux pluviales et les eaux usées urbaines sont évacuées dans la STEP par une canalisation commune.

L'avantage de ce système est le coût plus faible que le séparatif pour la gestion des connections vers la STEP.

L'inconvénient est que le dimensionnement des canalisations doit être suffisamment important pour éviter les inondations et permettre d'évacuer un débit pluvial important au moins jusqu'au bassin d'orage.

De plus, lors d'évènements pluvieux importants dans un tel système, le volume d'eau drainé vers la STEP peut devenir trop important et ainsi dépasser la capacité de celle-ci.

Le trop-plein, composé d'eaux usées et d'eaux de ruissellement, est détourné vers le déversoir d'orage puis est traité partiellement, soit directement rejeté dans le cours d'eau récepteur provoquant une pollution ponctuelle du milieu récepteur.

De plus, la dilution des eaux usées avec les eaux de pluie a un effet sur l'efficacité du traitement.

b) Le système séparatif :

Dans le système séparatif, l'évacuation des eaux usées urbaines (ménages privés, artisans et industries) se fait dans une canalisation distincte de celle des eaux pluviales.

Ces dernières sont rejetées directement dans le récepteur aquatique sans passer par la station d'épuration. Le système séparatif permet de pallier aux problèmes de surcharge de la STEP lors d'évènement pluvieux.



Figure II.3 : Système séparatif



Figure II.4 : Système pseudo- séparatif

Ce système reçoit les eaux usées en partie, les eaux de ruissellement en provenance des habitations, tandis que les eaux de ruissellement des voiries et toitures sont reprises par une conduite qui les déverse dans le milieu naturel.

C'est un système qui s'adapte aux zones rurales, les habitations desservies par un tel réseau ne possèdent qu'un seul branchement.

II.3.3. Raccordement des industries :

Le raccordement des industries au réseau d'assainissements urbains permet d'obtenir le mélange nécessaire d'eau usée urbaine et industrielle, ce qui présente des avantages, aussi bien pour l'usine que pour la municipalité.

Néanmoins, la capacité de réception du réseau d'assainissement, la qualité des eaux résiduaires, imposent certaines limites au raccordement à réseau d'assainissement.

I.3.4. Taille de l'agglomération :

Le volume des eaux usées rejeté par habitant et par jour augmente généralement avec la taille de l'agglomération par suite de certaines différences d'habitude de vie, de niveau de développement et suivant le mode de tarification de la consommation d'eau potable.

I.4. Evaluation de la pollution:**I.4.1. Définition de la pollution :**

La pollution est toute substance physique, chimique ou biologique rejetée dans une eau naturelle qui perturbe l'équilibre de cette eau, induit d'importantes nuisances (mauvaise odeur, fermentations, inconforts divers, risques sanitaires) et qui se répercute, à court ou à long terme, sur notre organisme à travers la chaîne alimentaire de laquelle nous dépendons.

I.4.2. Principaux polluants . :

La composition des eaux usées est fonction de nombreux paramètres :

- ◆ Des propriétés physico-chimiques de l'eau potable distribuée,
- ◆ Du mode de vie des usagers,
- ◆ De l'importance et du type des rejets industriels.

D'une manière générale la pollution des eaux se manifeste sous les formes principales suivantes :

a) Pollution organique :

La pollution organique constitue la partie la plus importante, et comprend essentiellement des composés biodégradables. Ces composés sont de diverse origines:

a.1. Origine urbaine :**a.1.1. Les protides (les protéines) :**

Qui représentent tous les produits de nature protéique telle que les animaux, les plantes, les bactéries et même les virus.

Ces protéines subissent une décomposition chimique au contact de l'eau (hydrolyse) en donnant des acides aminés.

a.1.2. Les lipides (corps gras) :

Ce sont des éléments rejetés généralement par les eaux domestiques telles que les graisses animales, et les huiles végétales.

Leur décomposition en milieu aérobie se traduit par une libération de CO₂ et H₂O et en milieu anaérobie, de CO₂ et CH₄.

a.1.3. Les glucides :

Il s'agit des sucres alimentaires (saccharose), et de glucose.

a.2. Origine industrielles :

Ce sont parfois des produits organiques toxiques tels que les phénols, les aldéhydes, des composés azotés, des pesticides, des hydrocarbures, ou encore des détergents.

b) Pollution minérale :

Il s'agit principalement d'effluents industriels contenant des substances minérales tels que les sels, les nitrates, les chlorures, les phosphates, les ions métalliques, le plomb, le mercure, le chrome, le cuivre, le zinc et le chlore. Ces substances peuvent causer des problèmes sur l'organisme de l'individu, perturber l'activité bactérienne en station d'épuration, affecter sérieusement les cultures (physiologique et rendement).

c) Pollution microbiologique :

Les eaux usées sont des milieux favorables au développement d'un très grand nombre d'organismes vivants, dont des germes pathogènes souvent fécaux.

On les trouve dans les effluents hospitaliers, de lavage de linges et de matériels souillés, ou encore dans le déversement de nombreuses industries agro-alimentaires (abattoirs, élevage agricoles,.....).

d) Métaux lourds :

Les métaux lourds que l'on trouve dans les eaux usées urbaines sont extrêmement nombreux, les plus abondants (de l'ordre de quelques µg/l) sont le fer, le zinc, le cuivre et le plomb.

Les autres métaux (manganèse, aluminium, chrome, arsenic, sélénium, mercure, cadmium, molybdène, nickel, etc.) sont présents à l'état de traces.

Leur origine est multiple :

Ils proviennent « des produits consommés au sens large par la population, de la corrosion des matériaux des réseaux de distribution d'eau et d'assainissement, des eaux pluviales dans le cas de réseau unitaire, des activités de service (santé, automobile) et éventuellement de rejets industriels ».

Les éléments cités dans la littérature comme étant les plus dangereux sont le plomb (Pb), l'arsenic (As), le mercure (Hg), le cadmium (Cd) et le nickel (Ni).

Le plomb :

Est un élément toxine naturelle, il entraîne une altération de la synthèse de l'hémoglobine au niveau de la moelle osseuse et une perturbation de la fabrication des globules rouges (anémie).

Chez la femme enceinte, une exposition au plomb augmente les risques d'avortement et pourrait perturber le développement du fœtus.

Le plomb est également neurotoxique et hépatotoxique.

L'arsenic :

Est un poison inodore et incolore très puissant. Il est classé parmi les cancérogènes par le CIRC (Centre Internationale des recherches cancérologiques)

Il peut provoquer des cancers de la peau, des poumons, de la vessie.

Une exposition aiguë entraîne une diminution de la conductivité des nerfs moteurs.

Une exposition chronique provoque une anoxie, un affaiblissement de la motricité des mains ou des pieds, une neuropathie.

Son origine est la plupart du temps naturelle : l'arsenic se trouve dans le sol, et par conséquent dans les aquifères correspondants.

L'exploitation minière peut entraîner des contaminations des nappes. L'arsenic peut être absorbé par ingestion, par inhalation ou par contact avec la peau.

Le mercure :

Est également un dangereux poison qui se trouve dans l'environnement sous des formes diverses.

Le mercure métallique n'est pas toxique en phase solide, mais l'est en phase gazeuse ; sous sa forme organique, ou méthylmercure, le mercure est très toxique et concerne la population générale car la contamination a lieu par l'alimentation.

C'est un immunosuppresseur, un néphrologique et un hépatotoxique.

Il peut s'accumuler dans les organismes vivants et contaminer toute la chaîne alimentaire.

Le cadmium :

L'exposition au cadmium peut se faire par inhalation ou par ingestion d'eau et d'aliments contaminés.

Le cadmium est classé parmi les produits cancérigènes pour l'humain par le CIRC (centre internationale de recherche cancer).

Il provoque le cancer des poumons, et il est soupçonné de provoquer celui des reins et de la prostate.

L'exposition aiguë entraîne une somnolence, une perte des réflexes et une paralysie respiratoire.

Une exposition chronique entraîne des troubles moteurs et des douleurs osseuses.

Le nickel :

Provoque des inflammations des muqueuses et des voies respiratoires.

Les voies de contamination principales sont la consommation d'eau et de végétaux contaminés.

Il provoque notamment des cancers du nez, des poumons et de l'estomac.

La voie de contamination est principalement l'inhalation.

Parmi les éléments traces se trouvant dans les eaux usées, certains, dits oligo-éléments, sont indispensables à la croissance des plantes.

Citons entre autres le manganèse, le fer, le cuivre, le molybdène ou encore le zinc.

Ils peuvent trouver un intérêt en cas de réutilisation agricole.

II.5. Les principaux paramètres de pollution :

II.5.1. Les paramètres physiques :

a) La température :

La température est un paramètre dont le contrôle est indispensable surtout en présence d'effluents industriels.

C'est un paramètre important pour le bon fonctionnement des systèmes d'épuration dans la mesure où il peut influencer de différentes manières sur la solubilité des sels et des gaz.

Il est établi que la solubilité d'un gaz diminue avec l'augmentation de la température.

Ce phénomène est particulièrement important dans le cas de l'oxygène dissous.

Aussi, plus l'eau est chaude, plus la concentration de saturation de l'oxygène devra diminuer, ce qui conduit à la diminution de la réserve d'oxygène mis à la disposition des micro-organismes intervenants dans les processus d'autoépuration, la multiplication des micro-organismes, affectant ainsi l'épuration biologique.

b) La conductivité:

Elle donne une idée sur la salinité de l'eau des variations de cette dernière peuvent influencer le traitement biologique et la décantation.

c) les Matières en suspension (MES):

Elles représentent la partie solide de la pollution, les MES est la pollution non dissoute, la plus facile à éliminer.

d) Les matières volatiles sèches (MVS) :

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension, elles constituent environ **70-80 %** de MES.

e) La couleur et l'odeur :

Dans les eaux usées brutes la couleur est due à la présence de matières organiques dissoutes ou colloïdes par des composés chimiques solubles qui sont colorés.

L'odeur est due à une fermentation des matières organiques.

f) La turbidité:

Elle tient compte de la présence plus ou moins importante des matières en suspension d'origine minérale ou organique.

I.5.2. Les paramètres chimiques :**a) Le pH (potentiel hydrogène) :**

Le pH joue un rôle capital dans le traitement biologique .il exprime le degré d'acidité ou d'alcalinité des eaux usées. Ce paramètre joue un rôle primordial:

- ◆ Dans les propriétés physico-chimiques (acidité, agressivité),
- ◆ Dans les processus biologiques, dont certains exigent des limites de pH très étroites se situant entre 6,5 et 8,5.

b) Demande biologique en oxygène en 5 jours (DBO5) :

Consommation d'oxygène en **5 jours à 20°C**, à l'obscurité, résultant de la métabolisation de la pollution biodégradable par les microorganismes de contamination banale des eaux. Ces matières sont de nature dissoute ou particulaires.

Elle représente la fraction biodégradable de la DCO.

Les charges en DBO apportées par les eaux brutes par jour et par habitant sont estimées suivant le type de réseau comme suit:

- | | |
|---------------------------|-------------|
| ◆ Réseau séparatif | 54g/hab./j, |
| ◆ Réseau pseudo-séparatif | 60g/hab./j, |
| ◆ Réseau unitaire | 74g/hab./j. |

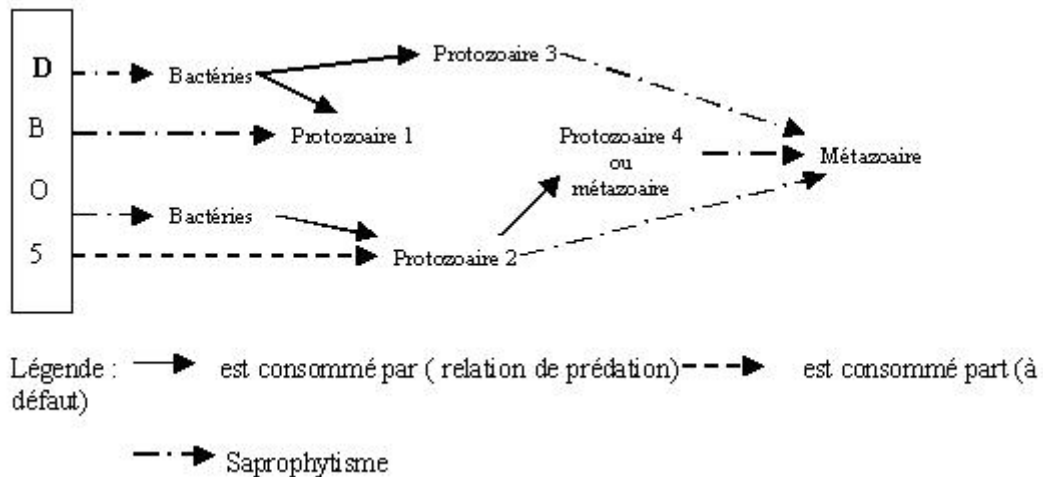


Figure II.5: chaîne trophique des boues active

Production primaire constituée de bactéries et de zooflagellés (croissance proportionnelle à la DBO_5).

Protozoaire 1 : se nourrissent de bactéries et de matière organique. Leur croissance n'est pas proportionnelle à la pollution. Ils participent à la régulation du nombre de bactéries.

Protozoaire 2 : se nourrissent préférentiellement de bactéries, si la nourriture vient à manquer peuvent pratiquer le saprophytisme.

Protozoaires 3 : compétiteur de protozoaire 2 car ayant les mêmes nourritures et les mêmes préférences. L'un peut se développer aux dépens de l'autre.

Protozoaire 4 ou métrazoaire : prédateurs du protozoaire 2, tendent à le faire disparaître au profit de protozoaire 3.

Métrazoaire : se nourrit de débris de protozoaires et dépolymérise la matière organique particulaire au profit des bactéries.

c) Demande chimique en oxygène (DCO) :

Consommation d'oxygène dans les conditions d'une réaction d'oxydation, en milieu sulfurique, à chaud et en présence de catalyseur, par les matières oxydables de l'eau.

Ces matières oxydables sont dissoutes ou particulaires et de nature minérale ou organique.

d) Relation entre DCO et DBO_5 :

Le rapport DCO/DBO_5 donne une estimation de la biodégradabilité des eaux usées.

La notion de la biodégradabilité représente la capacité d'une substance ou son aptitude à être décomposée par les micro-organismes (bactérie champignons) :

- ◆ Si $DCO/DBO5 \leq 2$: Le traitement se fait biologiquement.
- ◆ Si $2 < DCO/DBO5 < 3$: Le traitement biologique avec adaptation de souches.
- ◆ Si $DCO/DBO5 > 3$: Traitement physico-chimique, l'eau est pratiquement non traitable par voie biologique.

e) Eléments toxiques :

Il y a présence des métaux lourds (plomb, mercure, ...) et des substances toxiques (phénols) dans l'eau usée peut la rendre toxique, ils sont évalués par les tests biologiques.

f) Les nutriments (Azote, phosphore) :

Le phosphore est présent dans les eaux usées sous forme de sels minéraux (ortho et poly phosphates) provenant surtout des poudres à lessives, et sous forme organique provenant des matières fécales.

Le tableau ci-après montre les principaux paramètres de pollution d'une eau usée brute, les valeurs sont données à titre indicatif pour fixer les ordres de grandeur.

Tableau II.3 : Caractéristique des eaux usées urbaines

Paramètres		Echelles de variation
pH		7,5 à 8,5
MES total	mg/ l	150 à 500
DBO5	mg/ l	100 à 400
DCO	mg/ l	300 à 1000
DOT	mg/ l	100 à 300
NTK	mg/ l	30 à 100
N-NH4+	mg/ l	20 à 80
N-N02-	mg/ l	<1
N-N03-	mg/ l	<1
Detergents	mg/ l	6 à 13
P	mg/ l	10 à 25

II.6. Conséquences sur le milieu récepteur :

Le rejet des eaux usées brutes perturbe l'équilibre du milieu récepteur, la quantité de pollution rejetée est devenu incompatible avec les capacités d'autoépuration des cours d'eau et provoque des conséquences néfastes telle que :

- ◆ La dégradation du milieu naturel,
- ◆ La pollution des mers, des lacs et des cours d'eau,
- ◆ Le risque de contamination des eaux souterraines.

II.7. Notion d'équivalent habitant :

Dans les zones urbaines de volume journalier des eaux usées est fonction du nombre d'habitant raccordés lui-même est lie en degré de développement de la population, on adaptera la notion :

Equivalent habitant égale à la charge en DBO_5 contenue dans l'effluent par jour et par habitant.

L'Equivalent-Habitant (EH) correspond à la pollution rejetée en moyenne par un habitant résidant dans une collectivité.

Cette pollution est quantifiée :

Chaque EH produit par jour a x grammes de DBO_5 , y grammes de DCO, et z grammes de MES.

Cette pollution est contenue dans n litres d'eau rejetée au réseau d'assainissement par jour. Cette notion, qui sert notamment à dimensionner les réseaux et les ouvrages d'épuration est à manier avec précaution et doit dans tous les cas être comparée avec des résultats d'analyses menées sur les effluents d'un échantillon représentatif de pollution.

II.8. La nature des eaux usées de Ben Khelil

L'évaluation qualitative de la pollution arrivant en tête d'une station dépend essentiellement de deux facteurs très importants :

- Les prélèvements et la conservation de l'échantillon
- Les analyses.

La composition des effluents résiduaux varie au cours de la journée d'une façon imprévisible, ceci est dû au mode de vie et aux habitudes de la population raccordée, ainsi qu'aux horaires et cycles des activités de la région.

Compte tenu des résultats obtenus, nous pouvons conclure que:

- Les eaux usées de la zone d'étude sont faiblement chargées et répondent aux critères d'une eau usée urbaine à prédominance domestique.
- Les eaux usées de la zone d'étude sont aptes aux traitements conventionnels réservés aux eaux usées urbaines à prédominance domestique.
- Dans notre cas, l'ensemble des échantillons analysés possède des teneurs en phosphore acceptables. La teneur moyenne obtenue pour l'ensemble des rejets est de 4.04 mg/l pour la première campagne et de 4.5 mg/l dans la deuxième campagne.
- Les résultats d'analyses ont montré que la teneur moyenne en azote ammoniacal enregistrée est de 23 mg/l pour la première campagne et de 30.62 mg/l pour la deuxième campagne. Ces valeurs correspondent aux valeurs généralement observées dans les eaux usées urbaines qui sont de l'ordre de 10 à 60 mg/l.

- Dans l’optique d’une réutilisation agricole des eaux usées épurées, un traitement par désinfection demeure indispensable pour atteindre une qualité d’eau apte à sa réutilisation sans risque sanitaire.

Le tableau ci-dessous présente le récapitulatif des concentrations moyennes des différents paramètres obtenues lors des deux campagnes d’analyse des eaux usées urbaines de la zone d’étude a les anee 2003 a 2012.

Tableau. II.4 : Caractéristiques Des Eaux Résiduairees Urbaines des quatre rejets de la zone d’étude (Première et deuxième campagne)

Paramètres Analysés	Unité	Concentration Moyenne (première campagne)	Concentration Moyenne (deuxième campagne)
PH	/	7,15	7,64
Température	C°	17,04	18,16
Conductivités	µS/cm	1169	1444
Oxygène dissous	Mg/l	0	0,86
DCO	mgO ₂ /l	947	645
DBO5	mgO ₂ /l	483	448
M.E.S	Mg/l	468	317
M.V.S	%	42,22	64,4
Ammonium N-NH ₄	Mg/l	23	30,62
Azotes KJELDAHL N-NTK	Mg/l	43	63,6
Phosphate P-PO ₄	Mg/l	4,04	4,5
DCO/DBO5	/	2,16	1,45

Source : ONA de Blida

II.9. Flux à traiter sur la station d’épuration et évolution de charge polluante

Les flux hydrauliques et les caractéristiques de la charge polluante actuelle et leurs évolutions aux horizons 2020,2030 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. II.3 : Flux hydrauliques

Paramètres	Unités	Horizon 2020	Horizon 2030
Hydraulique			
Habitant raccordés	H	222 031	257 676
Nombre d'équivalent d'habitant	eq.H	222 031	257 676
Dotation	l/j	170,00	180,00
Quantité rejetée/habitant	l/j	144,50	153,00
Volume total d'eaux usées domestiques	m ³ /j	32083	39425
Volume d'eau parasite	m ³ /j	3208,3	3942,5
Volume total d'eaux usées	m ³ /j	35291	43368
Débit moyen d'eaux usées	m ³ /h	1471	1807
Coefficient de pointe par temps sec		1.63	1.62
Débit par temps sec	m ³ /h	2397	2927
Coefficient de dilution		2.45	2.45
Débit par temps de pluie	m ³ /h	3604	4427
Charges polluantes			
DBO5	g/Eh*j	65,00	65,00
DCO	g/Eh*j	130,00	130,00
MES	g/Eh*j	70,00	70,00
NTK	g/Eh*j	15	15,00
DBO5	Kg/j	14432	16749
DCO	Kg/j	28864	33498
MES	Kg/j	15542	18037
NTK	Kg/j	3330	3865
DBO5	mg/l	409	386
DCO	mg/l	818	772
MES	mg/l	440	416
NTK	mg/l	94	89

Source : ONA de Blida

Conclusion

Compte-tenu des éléments présents dans les eaux usées, la réutilisation d'une eau de mauvaise qualité peut présenter des risques pour la santé et l'environnement, et poser des problèmes d'ordre technique en bouchant les conduites et les systèmes d'irrigation par exemple. D'un point de vue sanitaire, la quantité de contaminants qui parvient dans l'environnement se nomme la charge excrétée. Sa composition dépend de la population à l'origine de la production des eaux usées, et notamment de la proportion d'individus infectés et des conditions d'hygiène. Elle peut être considérablement réduite par un traitement adéquat. Ce dernier est donc impératif dans le cas d'une REUE.

CHAPITRE III:
Caractéristique de la
STEP

III.1. Introduction

L'épuration des eaux usées consiste généralement en une succession d'opérations de transformation et de combinaison de traitements élémentaires dont les bases peuvent être physiques, chimiques ou biologiques. Les différentes étapes de traitement des eaux usées sont les suivantes :

- Prétraitement,
- Traitement primaire,
- Traitement secondaire,
- Traitement complémentaire (Tertiaire) selon le cas,
- Traitement des boues résiduelles.

Pour le cas de notre étude et suite à l'étude technico-économique des variantes, nous proposons de retenir comme solution de traitement la filière boues activées à moyenne charge, ce procédé qui demeure le plus adéquat pour des capacités supérieures à 150 000 équivalent - habitants comme c'est le cas pour notre « zone d'étude ».

Ce choix est justifié par le fait que cette solution présente plusieurs aspects positifs à savoir :

- Absence de mauvaises odeurs ;
- Bon rendement d'épuration ;
- Coût de l'énergie optimisé ;
- Le coût d'exploitation est inférieur à celui de la faible charge ;
- Et enfin facilité d'exploitation.

Compte tenu de l'importance de l'installation et pour une meilleure souplesse d'exploitation celle-ci, sera réalisée sur deux (02) lignes de traitement identiques, chaque ligne sera dimensionnée pour traiter 50% du débit nominal de la station.

Les visites effectuées sur site ont permis de constater que le milieu récepteur en l'occurrence oued Lakhal était envasé, de ce fait, et pour éviter tout problème au niveau du rejet des eaux usées épurées, il est conseillé de prendre en charge le curage de l'oued et ce avant la mise en service de la future station d'épuration.

Le site retenu est localisé sur le territoire de la commune de Ben Khelil et se situe à la rive droite de l'oued Lakhal au lieu dit « Domaine Fahsi Bachir », il est caractérisé par un terrain relativement plat et s'étend sur une superficie d'environ dix (10) hectares.

III.2. Caractéristique de la station d'épuration de ben Khelil

Tous les caractéristiques a partir l'ONA de BLIDA.

III.2.1. Filière eau

a/ Fosse à bâtards

Une fosse à bâtards (piège à cailloux) installée en amont de la station dans le but ,d'une part à protéger les différents équipements de la station et à tranquilliser l'effluent d'autre part.

Cet ouvrage est dimensionné sur la base de la vitesse de passage maximale de 250 m/h en pointe.

Tableau. III.1 : Caracteristiques de la fosse à bâtards

Désignation	Unité	Valeurs
Débit maximal d'eau usées	m ³ /h	3604
Temps de retenion à débit max	s	30
Charge superficielle	m/h	≤ 250
Surface de l'ouvrage	m ²	14,42
Hauteur totale	m	1,00
Volume de la fosse	m ³	14,42

Le nettoyage de cette fosse s'effectuera par camion hydrocureur.

b/ Pré dégrillage

Le réseau de « la zone d'étude » étant unitaire, pour protéger les groupes électropompes, il est prévu un dégrillage grossier à nettoyage manuel pour éliminer tous les éléments de dimensions importantes .

Tableau. III.2 : Normes des paramètres de dimensionnement de la grille grossière

Désignation	Unité	valeurs
Entrefer pour un dégrillage grossier	mm	> 40
Epaisseur des barreaux	mm	15
Vitesse de passage entre les barreaux	m/s	0,5 - 1
Vitesse d'approche	m/s	0,3 - 0,8
Hauteur d'eau	m	0,45
Largeur utile de la grille	mm	1500
Inclinaison	degré	70

Tableau. III.3 : Les caractéristiques de la grille de notre STEP

Désignation	Unité	valeurs
Entrefer pour un dégrillage grossier	mm	40
Epaisseur de la grille	mm	15
Vitesse de passage entre les barreaux	m/s	0,81
Hauteur d'eau	m	0,41
Largeur utile de la grille	m	1,5
Inclinaison	degré	70

c/ Poste de relevage des eaux usées (option)

L'arrivée des eaux brutes en tête de la station se fera par un collecteur débouchant sur une station de relevage dans le cas où la cote du collecteur principal est supérieure à celle du terrain naturel. Si la ligne d'assainissement est gravitaire, la conduite d'amenée des eaux brutes débouchera dans le canal de dégrillage.

➤ **La cave de pompage est équipée de :**

- Quatre pompes immergées et une (01) de secours ;
- Un panier dégrilleur du type panier permettant une installation aisée et une manutention simplifiée .
- Des détecteurs de niveau permettront le pilotage du démarrage des pompes .

Les pompes assurent ensemble le débit par temps de pluie à l'horizon 2020.

Compte tenu du nombre et des dimensions des pompes à installer au débit par temps de pluie à l'horizon 2020, le dimensionnement de la cave et les caractéristiques des pompes sont les suivants :

Tableau. III.4 : Caractéristiques des pompes à installer au débit par temps de pluie

Désignation	Unité	Débit par temps sec à l'horizon 2020
Débit à relever	m ³ /h	3604
Nombre de pompes en fonctionnement	u	4
Nombre de pompe en réserve	u	1
Nombre de démarrages	h	8
Volume de régulation total	m ³	114,84
Longueur utile de la bache	m	10
Largeur de la bache	m	4.00
Hauteur d'eau	m	2,87
Hauteur totale de la bache	m	4,48
Volume de la bache	m ³	179
<u>Caractéristiques des pompes</u>		
Débit unitaire	m ³ /h	1249
Hauteur monométrique	m.c.e	10,20
Puissance Totale absorbée	Kw	44

Les caractéristiques des pompes submersibles sont les suivantes :

- Principe de fonctionnement : Mode manuel et/ ou mode automatique ;
- Protection contre l'échauffement thermique et courts circuits des moteurs ;

- Les pompes sont dotées de disjoncteurs, ainsi que d'un arrêt d'urgence pour intervention en cas d'accident ;
- Les pompes sont manutentionnées au moyen d'une potence mobile.

Dans la nécessité d'intervenir dans l'une des pompes en service, cette opération peut se faire tout en maintenant les autres pompes en fonctionnement, en évitant ainsi l'arrêt de l'installation.

Le système de contrôle est prédisposé sur les éléments suivants de la pompe:

- Des détecteurs thermiques sont prévus sur chaque phase du moteur pour signaler l'augmentation de la température ou l'arrêt automatique de la pompe avant que la température dépasse les limites admises. Ce phénomène généralement est provoqué par une forte surcharge de la pompe ou par la température du liquide pompé trop élevée.
- Des détecteurs thermiques sont installés aussi dans les sièges du roulement supérieur et inférieur, ils arrêtent la pompe au cas où la température dépasserait les limites imposées.

Système de contrôle de la présence d'humidité dans la boîte à bornes, dans le corps du moteur, ainsi que de la pénétration de l'eau à travers les garnitures d'étanchéité de l'arbre dans la chambre d'huile.

d/ Dégrillage fin

La grille fine à nettoyage automatique est installée dans un canal alimentée gravitairement à partir du poste de relevage des eaux usées. Cette grille comportant des espacements entre barreaux de 10 mm, protégera les ouvrages et les équipements ultérieurs contre les corps volumineux ayant échappé au dégrillage grossier.

L'installation du dégrillage fin sera effectué sur 3 files parallèles :

- Les deux files principales seront équipées de deux (02) dégrilleurs mécanisés droit devant réceptionnée la totalité du débit par temps de pluie à l'horizon 2020, dotée de sondes de niveaux ou à ultrason pour le démarrage et l'arrêt du peigne mécanisé.
- La troisième sera un canal de by-pass équipé d'une grille droite à nettoyage manuel, assurant ainsi l'écoulement normal des eaux en cas d'intervention sur les grilles mécanisées. L'isolement du canal en amont et en aval est assuré au moyen de vannes de type batardeaux.

Tableau. III.5 : Les paramètres de dimensionnement du dégrillage mécanique et la grille de by-pass

Désignation	Unité	valeurs
Débit unitaire par temps de pluies	m ³ /h	1802
Entre fer pour un dégrillage fin	mm	< 20
Vitesse de passage entre les barreaux	m/s	0,8 - 1,4
Vitesse d'approche	m/s	0,6 - 0,8
Hauteur d'eau	m	0,94
Largeur utile de la grille	mm	1000
Inclinaison	degré	70

Les paramètres de dimensionnement du dégrillage mécanique et grille de by-pass sont les suivants :

➤ **Grille mécanisée**

Tableau. III.6 : Les caractéristiques des Grilles mécanisée de la STEP

Caractéristiques	Unités	Horizon 2020
Débit unitaire par temps de pluies	m ³ /h	1802
Nombre de grilles	u	2
Ecartement entre barreaux	mm	10
Largeur des barreaux	mm	6,0
Largeur de la grille	m	1,00
Vitesse d'approche	m/s	0,53
Vitesse de passage entre barreaux	m/s	0,85
Hauteur d'eau	m	0,94
Surface mouillée	m ²	0,94
Volume de déchets sur la base de 0,015 m ³ /1000 Hab/j	m ³ /j	3,33

L'espacement et la forme des barreaux doivent être définis en fonction de la qualité du dégrillage désiré.

La vitesse de passage à travers les barreaux doit être suffisante pour obtenir l'application des matières sur la grille, sans pour autant provoquer une perte de charge trop importante, ni entraîner un colmatage en profondeur des barreaux.

Le degré de colmatage tolérable (en pourcentage de la section mouillée libre) dépend de la qualité de l'eau et du système de reprise des résidus sur la grille. Ce facteur est important pour le dimensionnement du canal.

Le fonctionnement automatique des grilles est asservi par une mesure de niveau à

ultrasons ou par temporisation.

Les déchets recueillis lors du dégrillage des effluents sont repris et acheminés, vers une benne d'évacuation par l'intermédiaire d'une bande transporteuse ou vis de transport, assurant également l'égouttage par percolation.

En comptant une production de déchets de 0,015 m³/1000 Eq.H/j, la production journalière est estimée à l'horizon 2020 à environ 3,33 m³ /J.

➤ **Grille de by-pass**

Tableau. III.7 : Les caractéristiques de Grille de by-pass de la STEP

Désignations	Unités	Valeurs
Nombre de grille	U	1
Largeur de la grille	m	1,0 m
Entrefer maximum	mm	25 mm

Les caractéristiques du dégrilleur fin droit :

Tableau. III. 8 : Les caractéristiques du dégrilleur fin de la STEP

Caractéristiques	Unités	Horizon 2020
Débit unitaire par temps de pluie	m ³ /h	1802
Nombre de grilles par filière	u	1
Ecartement entre barreaux	mm	25
Largeur des barreaux	mm	10.00
Largeur de la grille	m	1.00
Vitesse de passage	m/s	0,75
Vitesse de passage entre barreaux	m/s	0.53
Hauteur d'eau	m	0,94

e/ Comptage des eaux brutes et eaux traitées

Le comptage des eaux brutes et eaux traitées est assuré par un canal venturi équipé d'une mesure de hauteur en continue par ultrasons, avec sonde de température intégrée, placée avant l'arrivée de l'effluent sur le système de deshuilage.

Les caractéristique à fournir sont :

- L = largeur à l'étranglement en cm ;
- H = hauteur mesurée par la sonde ultrasonique en cm.

*** Préleveur d'échantillon d'eaux brutes et d'eaux traitées**

Un dispositif de prélèvement échantillonneur automatique d'eaux brutes est prévu, ceci dans le but de déterminer leur qualité physico-chimique et bactériologique.

f/ Dessablage-déshuilage

L'élimination des matières solides, des huiles et graisses en suspension dans les eaux usées pouvant gêner, voir même freiner le traitement adopté, est réalisée dans l'ouvrage de dessablage-deshuilage, réparti en deux filières identiques, faisant partie d'un bloc unique, constitué en béton armé et de fonctionnement simultané ou en alternance au moyen de vannes murales.

Cet ouvrage est doté de ponts racleur, de diffuseurs d'air, de compresseurs, d'extracteurs pneumatiques de sables, de pompes d'évacuation des graisses, de garde-corps et d'escalier.

- Les déssableurs-déshuileurs contiennent chacun un pont racleur symétrique. Les ponts racleurs permettent d'éliminer les huiles qui forment un film sur la surface de l'eau avec un racleur, ainsi que d'extraire les sables du fond des bassins avec surpresseurs.

Les deux ponts baladeurs font le va et vient le long des deux bassins, chacun avec une vitesse et grâce à un moteur. Les moteurs sont protégés par un disjoncteur, un arrêt d'urgence chacun et sont aussi protégés par deux limiteurs d'efforts respectifs en cas de blocage.

- Les surpresseurs d'air type fines bulles d'une puissance de 12 kW, soufflent de l'air dans les deux bassins en permanence pour assurer le brassage et la séparation de la matière organique des matières flottantes (huiles) et des matières minérales (sables) dans les deux déssableurs-déshuileurs.

Un disjoncteur moteur (pour chaque pompe) assure la sécurité des surpresseurs.

Les huiles et graisse extraites sont séparées déversées dans une bache de stockage et ensuite orientées vers un concentrateur à graisses avant d'être stockées en benne avant leur évacuation vers une décharge.

Les particules de sables, accumulés au fond de l'ouvrage sont aspirées par pompage pour être ensuite soit envoyées en décharge, soit réutilisées selon la qualité du lavage.

L'ouvrage est alimenté en eaux usées à partir du répartiteur de débit, incorporé dans l'ensemble du déssableur-déshuileur.

➤ **Répartiteur de débit vers le dessableur-deshuileur**

Les eaux usées relevées par les pompes submersibles sont déversées dans l'ouvrage répartiteur, construit à l'entrée et dans le même ouvrage dessableur-deshuileur, pour alimenter par la suite gravitairement les deux dessableurs- déshuileurs.

Cet ouvrage est doté de deux vannes murales de section rectangulaire 1000 X 1400 mm (une vanne pour chaque ligne) pour l'isolement d'une ligne d'alimentation de dessablage en cas de curage ou de faible débit.

Tableau. III.9 : Les dimensions du répartiteur de la STEP

Désignation	Unité	Horizon 2020
Débit à répartir	m ³ /h	3604
Nombre d'ouvrage	U	1
Largeur de l'ouvrage	m	8,9
Longueur de l'ouvrage	m	2,5
Hauteur	m	1,8

➤ **Dessableur-Deshuileur**

Tableau. III.10 : Les paramètres de dimensionnement le Dessableur-Deshuileur

Désignation	Unité	Horizon 2020
Débit unitaire par temps de pluie	m ³ /h	1802
Nombre d'ouvrage	U	2
Charge hydraulique	m ³ /m ² /h	18
Surface unitaire	m ²	100
Volume unitaire	m ³	300
Largeur unitaire	m	3,16
Longueur	m	31,64
Rapport L / l		10
Largeur unitaire zone d'huiles	m	0,45
Surface totale	m ²	200
Volume total	m ³	600
Temps de séjour	mn	10
Vitesse transversale	m/h	18

➤ **Apport d'air**

A – Apport d'air par système aérateur submergés

Tableau. III.11. Caracteristiques d'apport d'air par système aérateur submergés

Désignation	Unité	Horizon 2020
Volume maximal à brasser	m ³	600
Puissance de brassage/ m3 de bassin	W/m ³	40
Nombre de de surpresseur en service	u	2
Nombre de rampes d'air	u	2
Puissance unitaire absorbée	w	12000
Puissance totale	w	24000

B - Par système de diffuseur d'air

Tableau. III.12 : Caracteristiques d' Apport d'air par système de diffuseur d'air

Désignation	Unité	Horizon 2020
Quantité d'air	Nm ³ /m ² .h	2
surface totale	m ²	200
quantité d'air nécessaire	Nm ³ /h	400

➤ **Quantité de sables recueillis**

Tableau. III.13 : La quantité de sables recueillis

Désignation	Unité	Horizon 2020
Apport de sable moyen	g/l	5
Quantité de sables recueillis	kg/j	432 480

Il est à noter que le lit de sables peut être remplacé par des bennes transportables pratiques à exploiter Le choix de ce type d'équipement dépendra de l'exploitation et de l'accessibilité du terrain.

➤ **Quantité d'huiles recueillies**

Tableau. III.14 : La quantité d'huiles recueillies

Désignation	Unité	Horizon 2020
Quantité d'huiles	g/l	10
Débit max	m ³ /h	3604
Quantité d'huile	kg/j	864 960

Il faut prévoir un dispositif des pompes à flottant pour l'évacuation des huiles vers la fosse ainsi que leur extraction de la fosse.

➤ Répartiteur du débit à la sortie des dessableurs

Les deux sections biologiques, seront alimentées par des tuyaux en aciers reliant un répartiteur à 3 sections exécutées dans l’ouvrage des dessableurs. La première ligne sera équipée d’une vanne à commande manuelle, tandis que la seconde ligne sera équipée d’une vanne motorisée asservie au débitmètre placé à l’entrée de la station de relevage.

➔ Les dimensions du répartiteur sont :

Tableau III.15 : Les dimensions du répartiteur à la sortie des dessableurs

Désignation	Unité	Horizon 2020
Débit à répartir (Qts)	m ³ /h	2397
Largeur de l’ouvrage	m	4
Longueur de l’ouvrage	m	8,9
Hauteur d’eau	m	4,5

g / Décanteur primaire

Tableau III.16 : Les paramètres de dimensionnement de décanteur primaire à respecter

Désignation	Unité	Horizon 2020
Charge hydraulique	m ³ /m ² /h	0,5 - 0,7
Surface minimale de décantation	m ²	Qts/VA
Charge superficielle moyenne admise	kgMES/m ² /h	< 6,5
Profondeur de l’ouvrage	m	> 2,5

Tableau III.17 : Les caractéristiques de Décanteur primaire

Désignation	Unité	Horizon 2020
Débit (Qts)	m ³ /h	2397
Nombre de décanteurs	U	2
Vitesse ascensionnelle	m/h	1,3
Surface total	m ²	1844
Surface unitaire	m ²	922
Diamètre unitaire	m	34,26
Hauteur unitaire	m	3
Volume total	m ³	5532
Volume unitaire	m ³	2766
Temps de séjour	h	2,31

h/ Traitement biologique

Les caractéristiques des effluents admis sur cette chaîne de traitement sont rappelées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.18 : Les caractéristiques des effluents

Paramètres	Unités	Valeur pointe temps sec 2020
Volume journalier	m ³ /j	35300
DBO5	kg/j	14432
DCO	kg/j	28864
MES	kg/j	15542
NTK	kg/j	3330

➤ Traitement biologique par boues activées moyenne charge adopté

La première étape du traitement biologique est la zone de contact. Ce bassin de faible volume n'a pas un rôle de dépollution mais il est nécessaire pour éviter la prolifération d'algues filamenteuses. Les boues recyclées sont injectées dans cette zone de contact et grâce à un agitateur, ces boues sont mélangées avec l'eau à traiter. Ainsi, le bassin ayant un faible volume, la concentration en nutriments se trouve considérablement augmentée.

Le brassage permet également une bonne aération. Or, dans un environnement aéré comportant une forte teneur en carbone assimilable les bactéries floculantes ont une vitesse de croissance nettement plus élevée que les bactéries filamenteuses. Cette zone permet donc la sélection d'un type de bactérie.

Le principe de la zone de contact consiste à brasser le mélange : effluent à traiter et une certaine quantité de boues provenant essentiellement par la recirculation des boues fraîches. Ceci, dans le but d'éviter les phénomènes de bulking (ou foisonnement des bactéries filamenteuses) au niveau de l'aération.

▪ Zone d'aération

Le choix de la charge massique conditionne le rendement épuratoire, la production de boues et les besoins en oxygène ramenés à la pollution éliminée.

Le bassin de boue activée est équipé de deux agitateurs grandes pales vitesse lente ayant pour rôle :

- maintenir en suspension les floccs bactériens lors de l'arrêt des turbines pour syncopage,
- d'homogénéiser au mieux l'effluent à traiter et les boues recirculées,

Chaque bassin est équipé d'un système d'aération et d'une sonde d'oxygène nécessaire pour contrôler en continu la teneur en oxygène dissous dans la biomasse.

Le système d'aération doit nécessairement :

- Apporter l'oxygène nécessaire aux bactéries épuratrices ;
- Provoquer une intense turbulence qui permet d'une part, le maintien en suspension des boues activées et d'autre part, renforcer le contact intime de l'eau brute avec les bactéries épuratrices.

Après un temps de contact suffisant, le mélange eau/ boues activées est évacué par l'intermédiaire d'un ensemble de réservoir réglable vers la zone de dégazage puis vers la décantation.

L'aération sera de type moyenne charge, définie par rapport à la charge massique ou par rapport à l'âge des boues.

Tableau III.19 : Les paramètres de dimensionnement pour un traitement par boue activée à moyen charge

Désignations	Unités	Valeurs
Charge volumique	kg DBO5/m ³ /j	0,5 < Cv < 1,5
Charge massique	kg DBO5/MVS/j	0,15 < Cm < 0,4
Concentration des boues dans le bassin biologique	g/l	3 à 4
Age des boues	jours	4 à 10

La géométrie du bassin d'aération, la capacité d'oxygénation installée, le mode d'alimentation, le soutirage, et le mode de recyclage des boues ainsi que les dispositions prises pour l'aération ont une influence sur l'homogénéité du milieu réactionnel et sur le rendement d'épuration.

▪ Caractéristiques de la zone d'aération

Tableau. III.20 : Caractéristiques de la zone d'aération

Désignation	Unité	Valeurs
Débit unitaire par temps sec (Qts)	m ³ /h	1198
Nombre d'ouvrage	U	2
Volume total	m ³	16200
Volume unitaire	m ³ /h	8100
Temps de séjours au débit moyen (24 h)	h	3,2
Charge massique	kg DBO5/MVS/j	0,38
Longueur de l'ouvrage	m	60
Largeur de l'ouvrage	m	30
Hauteur d'eau	m	4,5

❖ Système d'aération

▪ Besoins en Oxygène

Les bactéries constituant la boue ont besoin d'oxygène d'une part pour se nourrir et se développer à partir d'une certaine quantité de pollution consommée (pollution carbonée) et pour répondre aux besoins de leur métabolisme de base qui correspondent à la respiration endogène (ou auto-oxydation) et qui sont proportionnels à la biomasse active en aération .

▪ Equipements par bassin

Oxygénation

- ✓ L'aération est assurée par des turbines de surface fixes à vitesse lente ;
- ✓ L'aération est assurée par huit (08) aérateurs de surface sur chaque ligne de traitement. La puissance par turbine sera de 75 KW ;
- ✓ Ces turbines sont montées sur des plates formes de maintenance en béton armé.

Régulation

La régulation de l'aération est réalisée à l'aide d'une (01) sonde de mesure de la concentration en oxygène qui régulera les turbines pour maintenir la concentration en oxygène à 2 mg/l. Chaque sonde comporte :

- ✓ Un porte capteur,
- ✓ Une sonde de mesure à immersion,
- ✓ Un transmetteur à microprocesseur.

Le système d'aération devrait être conçu de façon à pouvoir être ajusté en fonction des variations de la demande en oxygène et d'assurer les conditions de mélange suffisantes pour permettre une bonne répartition de l'oxygène dissous et maintenir les solides en suspension dans la liqueur mixte.

La concentration minimale en oxygène dissous à maintenir dans le bassin est de 2 mg/l en condition moyennes et de 0.5 mg/l en condition de pointe.

Tableau. III.21 : La capacité du système d'aération

Désignation	Unité	Valeurs
Puissance totale minimale à fournir	Kw	1212
Rendement d'oxygénation	Kg d'O ₂ / Kwh	1,6

▪ Contrôle de mesure de l'oxygène dissous

Le bassin d'aération est doté d'un dispositif de mesure d'oxygène dissous pour le pilotage du fonctionnement du système d'aération adopté. La mesure de l'oxygène dissous doit permettre en permanence l'optimisation de l'oxygénation dissous.

Le (ou les) point(s) de mesure sera constitué des éléments suivants :

- une sonde de mesure localisée à la fin de la cellule ;
- une porte sonde ;
- un transmetteur avec indication locale de la teneur en oxygène.

▪ Dégazage

A fin d'éviter la présence de bulles d'air dans l'eau à la sortie de l'aération, ce qui engendrerai inévitablement une mauvaise décantation des boues, on installe entre le bassin d'aération et le clarificateur une zone de dégazage.

Cette zone sera dotée d'une cloison siphonide et, afin d'éliminer les flottants éventuels on prévoit une goulotte de surverse des flottants débouchant dans une fosse à flottants qui seront recirculés en tête de la station vers le dessableur-déshuileur.

La vitesse ascensionnelle dans cette zone est au plus de 45 m/h, au débit de pointe de temps sec pour l'horizon 2020, y compris la recirculation des boues.

Tableau. III.22 : Caractéristique de la zone de dégazage

Désignation	Unité	Valeurs
Nombre d'ouvrage	U	2
Débit de pointe par temps sec à l'horizon 2020	m ³ /h	2397
Débit de pointe avec recirculation	m ³ /h	2637
Débit total	m ³ /h	5034
Vitesse ascensionnelle en pointe	m/h	45
Volume unitaire	m ³	195,65
Longueur de l'ouvrage	m	7,48
Largeur de l'ouvrage	m	7,48
Surface unitaire	m ²	55,93
Hauteur d'eau	m	3,5

i/ Clarification

Le clarificateur permet la séparation de l'eau épurée et des boues. Chaque clarificateur est équipé d'un pont racleur constitué d'une passerelle radiale à laquelle sont suspendues les racles de fond, et de surface. Les racles ont pour rôle de :

- Récupérer les flottants et de les diriger vers la bache de reprise ;
- De ramener les boues du fond de l'ouvrage et les évacuer vers une bache d'où une partie est recirculée en tête du traitement biologique, et une autre partie est extraite et dirigées vers le traitement des boues (boues en excès).

Tableau. III.23 : Les paramètres de dimensionnement à respecter pour le clarificateur

Désignation	Unité	Horizon 2020
Charge hydraulique	m ³ /m ² /h	0,5 - 0,7
Surface minimale de décantation	m ²	Qts/VA
Charge superficielle moyenne admise	kgMES/m ² /h	< 6,5
Profondeur de l'ouvrage	m	> 2,5

Tableau. III.24 : Les dimensionnement de clarificateur

Désignation	Unité	Horizon 2020
Débit (Qts)	m ³ /h	2397
Nombre de décanteurs	U	2
Vitesse ascensionnelle	m/h	0,7
Surface total	m ²	3468
Surface unitaire	m ²	1734
Diamètre unitaire	m	47
Hauteur unitaire	m	3,5
Volume total	m ³	12138
Volume unitaire	m ³	6069

j /Recirculation des boues et l'extraction vers l'épaississeur

Les boues accumulées au niveau du décanteur seront transférées vers la fosse à boues., afin de maintenir une concentration constante en MES dans le bassin d'aération avec des taux de recirculation des boues pouvant être ajustables de 100 à 200% par rapport au débit de l'affluent de la station. La partie restante est envoyée vers l'épaississeur.

La recirculation et le transfert des boues en excès sont assurées par des pompes spécifiques et dimensionnées de façon à pouvoir fonctionner 7 jours sur 7 et 6 h par jours.

Les deux moteurs sont protégés chacun par disjoncteurs et par protection en adéquation avec le type de pompe installée.

▪ La recirculation

L'efficacité des procédés du traitement biologique par boues activées est basée sur une recirculation importante des boues provenant de la décantation secondaire.

La concentration nécessaire en boues activées dans le bassin d'aération est effectuée par quatre (04) électropompes dont un est prévu en secours (3+1).

Les facteurs limitants la recirculation sont essentiellement :

- La concentration de la boue en suspension dans le liquide
- L'indice de Mohlmann dans ces boues (le volume exprimé en ml occupé par 1g de boue compté en matière sèche et ce après une demi heure de décantation au cône Ilhoff)

Tableau III.25 : Caractéristiques de la recirculation des boues

Désignation	Unité	Horizon 2020
Débit de recirculation	m ³ /h	2637
Taux de recirculation	%	110
Nombre de pompes (+ secours)	u	3
Hauteur géométrique	m	5,00
Débit Unitaire des pompes de recirculation	m ³ /h	879

k/ Traitement tertiaire : Désinfection**▪ Bassin de chloration**

La désinfection consiste à réduire les germes pathogènes des effluents. Elle est effectuée par un agent oxydant (hypochlorite de sodium) qui a une action destructrice directe sur les germes.

Les caractéristiques de ce poste sont les suivantes :

Tableau. III.26 : caractéristique du bassin de chloration

Caractéristiques	Unités	Valeurs
Débit (Qts)	m ³ /h	2397
Volume utile	m ³	1416
Hauteur utile	m	2
Surface utile	m ²	708
Longueur de l'ouvrage	m	35,40
Largeur de l'ouvrage	m	20
Temps de séjours	mn	35

▪ Consommation en hypochlorite de sodium

La consommation en hypochlorite de sodium est calculée avec une dose de 5 à 10 g/m³ d'eau traitée soit :

- Solution d'hypochlorite de sodium (Degré chlorométrique) : 45 - 50 °Cl
- Concentration en chlore active : 150 g/l
- Dosage de chlore à 12 ° chlorométrique : 38,04 g Cl/l

Tableau. III.27 : La Consommation en hypochlorite de sodium

Dosage (g/m ³)	Débit (m ³ /h)	Besoin en Cl (Kg/h)	Débit de dosage (l/h)
5	2397	11.99	80.44
10	2397	23.97	160.88

- **Stockage et pompage de la solution d'hypochlorite de sodium**

La solution d'hypochlorite de sodium est distribuée par une pompe de dosage en service et une de réserve fonctionnant en alternance et des cuves de stockage placée dans un local séparé en génie civil

- **Pompes doseuses**

✓ Débit unitaire de la pompe doseuse	110 l/h
✓ Nombre de pompes doseuses	2 U
✓ Nombre de pompes doseuses en réserve	1 U
✓ Puissance	0,1 KW

- **Cuves de stockage**

L'injection de la solution d'hypochlorite de sodium se fait à partir de container ou de cuve de stockage, opaque pour limiter la baisse trop rapide du degré chlorométrique, placée dans un local séparé en génie civil.

- **Pompes d'eau de service**

L'eau destinée à l'utilisation au sein de la station (curage, nettoyage et arrosage,) est pompée par un groupe électropompe.

- **Evacuation des eaux épurées**

Les eaux épurées sont évacuées vers le milieu récepteur (oued Lakhta), ou vers sa réutilisation pour l'irrigation.

III.2.2 Filière boue

1/ Traitement des boues

- **Production de boues primaires**

La quantité de boues fraîches produites par la décantation primaire se résume comme suite :

Tableau. III.28 : La quantité de boues fraîches produites par la décantation

Désignation	Unité	Horizon 2020
Production de boues primaires	Kg MS/j	2564
Quantité de MVS (80%)	Kg MVS/j	2052
Temps de fonctionnement à l'extraction	h	24
Débit horaire d'extraction de boue	M ³ /h	5,34

▪ PRODUCTION DE BOUES SECONDAIRES

La quantité de boues en excès produites par l'épuration des eaux et devant subir le traitement des boues est calculée par la relation suivante.

$$P_B = B_{min} + B_{dur} + (am \cdot dL) - (b \cdot Ba)$$

S'ajoute à cela, les boues physico- chimiques en cas de déphosphatation.

La production de boue fait intervenir deux facteurs, à savoir :

- la production de biomasse lors des réactions de synthèse bactérienne ($am \times DBO$ éliminé) ;
- la consommation d'une partie de cette biomasse lors des réactions de respiration endogène ($b \times$ masse de MV dans le bassin).

Il faut ajouter à cela :

- la quantité de matières en suspension non biodégradable, minérales (B_{min}) ;
- la quantité de matières en suspension non biodégradable, volatiles (B_{dur}).

En cas de rapport MES/DBO élevés, ces quantités peuvent représenter une proportion importante de la production totale des boues en excès.

Facteurs conditionnant la production de boues :

- Rapport MES/DBO = 1,2
- Rapport DCO/DBO = 2,5
- Charge massique
- Température

Tableau. III.29 : Les paramètres de production de boues

Désignation	Unité	Horizon 2020
Coefficient am	KgMV/KgDBO	0,65
Coefficient b	kg MV/kgMV/j	0,039
Production de boues secondaire	Kg MS/j	15 598
Quantité de MVS (80%)	Kg MVS/j	12010
Débit horaire d'extation de boue	M3/h	365

Avec :

B_{min} : boues minérales.

B_{dur} : Mes difficilement décantables.

dL : quantité de DBO_5/j .

Ba : matières volatiles en suspension.

bBa : fraction de matière détruite par oxydation.

2/ Pompage des boues vers l'épaississeur

Les boues en excès sont envoyées vers l'épaississeur au moyen d'un groupe électropompe (2+1).

Tableau. III.30 : Caractéristiques dimensionnelle à respecter pour Pompage des boues vers l'épaississeur

Pompes d'extraction	Unité	Horizon 2020
Nombre de pompes en fonctionnement	U	2
Nombre de pompes en réserve	U	1
Débit moyen horaire de la pompe	m ³ /h	150
Hmt	m.	8

▪ Age des boues

L'âge des boues envisageable pour une bonne stabilisation des boues est donc

Tableau. III.31 : Caractéristiques dimensionnelle l'âge des boues

Désignation	Unité	Horizon 2020
Débit (Qts)	m ³ /h	2397
Quantité de boues en excès	Kg/j	18 162
Age des boues	J	4

3/ Epaissement et pompage des boues epaissies

▪ Epaisseur

Les boues biologiques issues des clarificateurs sont convoyées dans un épaisseur hersé, fonctionnant 7/7j avec 6 heures de sous tirage par jour, du type circulaire, équipé d'une passerelle en béton armé pour le soutènement du groupe moto réducteur d'une puissance de 0,25 KW et l'épaississeur tournant à petite vitesse.

Le moteur est également protégé par un arrêt d'urgence, un disjoncteur et le limiteur d'effort en cas d'un colmatage des boues ou un blocage du mécanisme épaisseur, les boues épaisies sont reprises en fond d'ouvrage tandis que le liquide surnageant est récupéré pour être envoyé en tête de la station.

L'ouvrage sera dimensionné pour respecter :

- l'ouvrage sera dimensionné pour le débit de temps de pluie à l'horizon 2020.
- un flux massique exprimé en kg MS/m²/j dont la valeur limite dépend du type de boues.
- une vitesse ascensionnelle < 1 m/h.

L'ensemble mécanique tournant à pour rôle :

- D'assurer le transfert des boues déposées vers la fosse centrale, au moyen de racleurs disposés immédiatement au dessus du radier ;
- De faciliter le dégagement de l'eau interstitielle et des gaz occlus au moyen d'une herse verticale accrochée au dispositif tournant ;
- La charge au radier retenue pour le dimensionnement de l'épaississement de boues biologiques issues d'un traitement par moyenne charge doit être inférieure ou égale à 45 kg MS / m².j.

Tableau. III.32 : Caractéristiques dimensionnelle d'épaississeur

Désignation	Unité	Horizon 2020
Nombre d'ouvrage	U	1
Volume utile	m ³	1688
Surface	m ²	422
Diamètre	m	23
Hauteur de boue	m	4
Masse journalière de boues produites	kg/j	18 162
Débit de boues entrant dans l'épaississeur	m ³ /j	3046
Séjour des boues dans l'épaississeur	j	1,2
Concentration moyenne des boues en sortie	g/l	25
Vitesse ascensionnelle	m/h	0,88

4 /Pompage des boues vers la stabilisation

Les boues en excès sont envoyées vers l'épaississeur au moyen d'un groupe électropompe pompe (1+1).

Tableau. III.33. Caractéristiques dimensionnelle à respecter pour pompage des boues vers la stabilisation

Caractéristiques	Unités	Valeurs
Nombre de pompes	U	1
Nombre de pompes en fonctionnement	U	1
Nombre de pompes en réserve	U	1
Débit	m ³ /h	100
Type de pompe		Vis excentrique

5/ Stabilisation aérobie

La stabilisation aérobie consiste à prolonger l'aération des boues dans un bassin de stabilisation pour oxyder la masse bactérienne des boues biologiques sur les quelles elle est généralement appliquée. Les boues stabilisées n'entraînent aucune nuisance et peuvent être envoyés au séchage naturel ou mécanique.

Tableau. III.34 : Caractéristiques dimensionnelle Stabilisation aérobie

Désignation	Unité	Horizon 2020
Nombre d'ouvrage	U	2
Volume unitaire	m ³	3042
Surface unitaire	m ²	676
Longueur du bassin	m	26
Largeur du bassin	m	26
Hauteur du bassin	m	4,5
Masse journalière de boues produites	Kg MS/j	18 162
Total MVS (80 %)	Kg MVS/j	14522
Taux de stabilisation	%	55
Quantité de boue stabilisée	Kg MS/j	4440
Débit de boues stabilisées	M ³ /j	192
Concentration moyenne des boues stabilisées	g/l	23
Temps de séjour moyen	j	15

▪ Oxygénation

Tableau. III.35 : Les caractéristiques d'oxygénation

Désignation	Unité	Horizon 2020
Besoins en oxygène spécifique	Kg O ₂ /Kg MVS	2,2
Temps de fonctionnement	h	24
Apport spécifique	Kg O ₂ /Kwh	1,5
Coefficient de pointe		0,7
Puissance totale absorbée	Kwh	384

- L'aération est assurée par des turbines de surface fixes à vitesse lente.
- L'aération est assurée par quatre (04) aérateurs de surface sur chaque ligne de traitement.
- La puissance par turbine sera de 95 KW.
- Ces turbines sont montées sur des plates formes de maintenance en béton armé.

6/ Pompage des boues vers la déshydratation mécanique / lits de séchage

Les Pompes, une en service et une de réserve, transfèrent les boues stabilisées vers la déshydratation sont :

Tableau. III.36 : Les pompes des boues vers la déshydratation

Caractéristiques	Unités	Valeurs
Nombre de pompes	U	2
Nombre de pompes en fonctionnement	U	1
Nombre de pompes en réserve	U	1
Débit	m ³ /h	20
Type de pompe		Vis excentrique

7/ Deshydratation des boues

Après épaissement, les boues épaissies sont dirigées vers la déshydratation mécanique (filtre à bandes) ; ce qui permet d'obtenir deux valorisations des boues pour l'agriculture, néanmoins, une déshydratation sur lits de séchage de secours est prévue également.

La mise en service des lits de séchage intervient uniquement dans le cas où la déshydratation mécanique est à l'arrêt pour des raisons de nettoyage ou pour des raisons autres.

L'équipement sera dimensionné sur la base de données similaire aux caractéristiques citées par les lits de séchage de secours.

Un réseau de tuyauterie équipé de vannes manuelles assurera l'alimentation cyclique des unités de déshydratations.

Les lits de séchage de secours sont équipés de drains qui évacuent les eaux de drainage vers une fosse de pompage des retours de lits de séchage.

Après déshydratation complète, les boues provenant des postes de déshydratation sont évacuées manuellement et stockées dans une zone prévue à cet effet avant évacuation ou leur réutilisation.

Tableau. III .37 : Paramètres dimensionnel des lits de séchage

Caractéristiques	Unité	Valeurs
Production annuelle en boues	m ³ /an	108149,5
Hauteur de remplissage	M	0,4
Nombre de rotations	rotation	18,25
Hauteur annuelle en fonction des rotations	m	7,30
Surface totale nécessaire	m ²	14815
Nombre de lits	U	4
Longueur	m	30
Largeur	m	8
Surface unitaire	m ²	96
Nombre E .H/m ²	E.H	219,35
Durée de séchage des boues	j	20

▪ Paramètres dimensionnel du séchage mécanique(presse à bande)

Tableau. III.38 : Paramètres dimensionnel du séchage mécanique

Caractéristiques	Unité	Valeurs
Nombre de machines	u	2
Charge massique appliquée par machine	Kg MS/h	965
Quantité de MS journalière	Kg MS/j	19 188
Consommation journalière de polymères	Kg/j	115
Concentration de la solution	g/l	3
Temps de maturation et préparation	mn	45
Quantité de MS journalière introduite (boues + polymères)	Kg MS/j	19304

Conclusion

Compte tenu de la nature agricole des terrains avoisinants qui rendent donc restreint le terrain disponible pour la future station d'épuration, les procédés extensifs sont à écarter pour le choix du procédé d'épuration et ce parallèlement à leurs critères de faisabilité (disponibilité, imperméabilité et coûts de terrain, vulnérabilité de la nappe phréatique,.....) qui ne sont économiques que pour des effluents de petites communautés.

CHAPITRE IV:
Hydrologie de la
ressource en eau

IV. Introduction

En termes généraux, le besoin en eau d'une culture est équivalent au niveau d'évapotranspiration nécessaire à sa croissance optimale. De façon précise, le besoin en eau est défini comme le niveau d'évapotranspiration d'une culture indemne de maladie et poussant dans une parcelle d'une surface supérieure à un hectare dans des conditions optimales de sol. Ces dernières consistent en une fertilité et une humidité suffisantes pour atteindre le potentiel de production de la culture dans le milieu considéré.

L'approche de la F.A.O exprime cette quantité en fonction de l'évapotranspiration de référence (ET_o) qui traduit la demande climatique et des caractéristiques de la culture. Ces derniers dépendent de l'espèce, de la variété, de l'âge, du stade phénologique et du mode de conduite et sont représentés par un coefficient dit cultural K_c.

$$ET_c \text{ (mm)} = K_c * ET_o \text{ (mm)} \dots\dots\dots (IV-1)$$

IV.1. But de l'étude

Dans ce chapitre on va déterminer les caractéristiques des pluies de fréquences données, qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydro- agricole, tels que : Le calcul des besoins des cultures à projetées dans le périmètre.

IV.2. Etude Hydrologique

L'étude hydrologique dans notre cas a pour but de déterminer les précipitations mensuelles de fréquence au dépassement de 80%.

IV.2.1.Choix du type de loi

Ces critères de choix sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet d'accepter ou de rejeter la loi (toute sinusite, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement). Et lorsque plusieurs d'entre elles sont adéquates les critères de choix peuvent être les suivant :

- A qualité égale, la loi qui a le moins de paramètres est à retenir.
- A qualité égale et nombre de paramètres égal, il faut comparer les estimations des deux lois.

Si ces estimations sont voisines, il faut retenir la plus simple ; si elles sont nettement différentes, il faut prendre une nouvelle loi quitte à prendre un paramètre supplémentaire. On essaie toujours d'ajuster une loi normale à un échantillon ou de se ramener à une loi normale par

changement de variable. Généralement la loi de probabilité ajustable à l'échantillon est d'autant plus près à la normalité que la variable concerne une longue échelle de temps et que le coefficient de variation soit inférieur à 0,5.

IV.2.2. Homogénéisation de la série pluviométrique

L'homogénéité est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquence.

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilson ou test des rangs(le plus puissant des tests non paramétriques). La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique par cette méthode repose sur le procédé ci-dessous :

- On divise la série complète en deux sous séries y et x tel que :
N1et N2 représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries, considérant généralement N2> N1.
- On constitue par la suite, la série x unions y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre décroissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous séries appartient elle. Mr Wilcoxon montre que la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-après est vérifiée. $W_{min} < W_y < W_{max}$.
- On calcule la quantité W_y :

$$W_y = \sum_{i=1}^n \text{rang} = 153 \dots \dots \dots (IV-2)$$

W_y : Somme des rangs des sous séries.

$$W_{min} = [(N1+N2+1)*N1-1] - U_{1-(\alpha/2)} * [(N1*N2) * (N1+N2+1)^{1/2}] / 12 \dots \dots \dots (IV-3)$$

$$W_{max} = (N1+N2+1)*N1 - W_{min} \dots \dots \dots (V-4)$$

$$U_{1-(\alpha/2)} = 0,7878 \quad \left. \begin{array}{l} \text{D'où: } W_{min} = 164,59 \\ \quad \quad \quad W_{max} = 255,41 \end{array} \right\} 164,59 < W_y < 255,41$$

La condition de Wilcoxon est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelle de la station de Tadmait est homogène à seuil de $(1-\alpha)$ avec $\alpha=0.05$. Les données représentées dans les tableaux N° (V-1 et V-2) :

Tableau. IV.1 : Précipitations moyennes mensuelles en (mm) à la station de Boufarik
(Période : 1985 – 2012)

	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Annuel
1985	0	48,4	54,3	239	63	76,5	75,1	77	42	1,5	0	26,5	703,3
1986	12,1	37,5	15	78,5	360,5	122,5	36,5	26,5	69,5	17	1,5	3	780,1
1987	137,5	79,5	202,5	75	0	146,5	29	0,5	2	4,6	0	6,5	683,6
1988	0	20	25,5	83,5	124,5	96	53	57	121,5	12,5	0	0	593,5
1989	31,5	195	33	123	103	34	217	9,1	111	0	0	0	856,9
1990	32,7	29,3	89,8	78,2	68,2	54,3	151	21,3	1,5	15,4	21,5	0	563,4
1991	58	28,6	96,8	174	127,5	150	24,5	1	25	32	1	0	718,3
1992	9	43,1	128,5	38	39,5	63,5	63	47	42,5	21,5	0	0	495,6
1993	34	42,5	32,5	203,2	42,9	24,9	24,2	96,9	6,8	10,1	0,7	3,7	522,4
1994	40,3	19,1	30,5	19,7	48,9	0	35,7	66,6	50,6	2,7	23,1	0	337,2
1995	7	53	52,2	107	53,8	99,9	47,3	27	18,5	7,1	0	1,9	474,4
1996	21,6	91,2	51,2	11,6	155	41	101	73,5	60,9	17	7,7	0	631,4
1997	15,3	68,4	140	104	17,8	127	36,2	68,6	37,9	1,2	2,1	2,5	620,4
1998	30,5	23,4	143	80,1	81,3	41,5	0,5	54,6	4,5	0	0	0	458,9
1998	79	66,2	38,9	88,4	171	39,8	107	46,8	0,2	0,1	0,2	43,2	680,4
1999	17,8	19	85,4	39,2	94,3	143	56,9	161	35,7	31,6	6,7	0,8	691,9
2000	37,7	86,2	27	34	46,8	23,6	9,4	94,8	22,3	10,3	9	33,3	434,4
2001	36,3	44,9	129	93	28,5	51,6	36,6	75,9	151	1,3	0	7,9	656,6
2002	21,8	49,4	103	81,8	121	128	86,4	47,3	1,1	1,5	0	3,6	644,8
2003	18,8	21,7	170	369	15,5	6	19,4	16,9	53,3	0,3	1,2	1	692,9
2004	4,2	46,9	73,7	40,8	126	73,3	0,4	33,5	27,1	1,2	0,1	3,3	430,2
2005	45,1	38,6	49,1	56,8	39,4	12,5	34,8	38,5	13,7	0,1	0	33,6	362,2
2006	11,5	42,9	145	102	102,8	149,4	22,2	99	60,8	0	0	0	735,3
2007	50,6	37,2	86,4	114,2	96	52,8	75,4	67,4	166	5,4	6,8	4	762,2
2008	17	36,2	101,2	150,4	81,2	117,4	61,8	42,2	3,2	0	1	0	611,6
2009	63,2	68,4	83	100	149,6	91,8	24,4	12	146,6	0,8	0	1,4	741,2
2010	40,2	22,6	42,4	161,4	10,2	45,6	146,4	95,2	19,8	17,4	6,2	1,2	608,6
2011	33,7	97,2	159,8	39,8	9,6	27,6	80,6	24	77,8	5	3,2	0	558,3
2012	19	123	95,4	140,8	142	23	64,9	70,7	33,4	0	1,7	13,6	727,5

Source : ANRH

Tableau. IV.2 : Test de WILCOXON

1	703,3	703,3	856,9	x
2	780,1	780,1	780,1	x
3	683,6	683,6	762,2	y
4	593,5	593,5	741,2	y
5	856,9	856,9	735,3	y
6	563,4	563,4	727,5	y
7	718,3	718,3	718,3	x
8	495,6	495,6	703,3	x
9	522,4	522,4	692,9	y
10	337,2	337,2	691,9	y
11	474,4	474,4	683,6	x
12	631,4	631,4	680,4	y
13	620,4	620,4	656,6	y
14	458,9	458,9	644,8	y
15	680,4	680,4	631,4	x
16	691,9	691,9	620,4	x
17	434,4	434,4	611,6	y
18	656,6	656,6	608,6	y
19	644,8	644,8	593,5	x
20	692,9	692,9	563,4	x
21	430,2	430,2	558,3	y
22	362,2	362,2	522,4	x
23	735,3	735,3	495,6	x
24	762,2	762,2	474,4	x
25	611,6	611,6	458,9	x
26	741,2	741,2	434,4	y
27	608,6	608,6	430,2	y
28	558,3	558,3	362,2	y
29	727,5	727,5	337,2	x

IV.2.3. Ajustement à la loi de Gauss

Le procédé de calcul consiste à :

- Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant.
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- Calculer la fréquence expérimentale par la formule de Hazen.

$$F(x) = (n - 0.5) / N \dots \dots \dots (IV-5)$$

Avec :

- ✓ F(x) : représente la fréquence.
- ✓ n : numéro d'ordre.
- ✓ N : Numéro d'années observées

IV-2-4. Calcul des caractéristiques empiriques de l'échantillon

La moyenne arithmétique :

$$\sum_{i=1}^{i=n} \frac{x_i}{n} = \bar{X} \dots \dots \dots (IV-6)$$

a) L'écart type :

➤ Si ; n < 30

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2} \dots \dots \dots (IV-7)$$

➤ Si n > 30

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2} \dots \dots \dots (IV-8)$$

b) La variable réduite de gauss :

$$U = \frac{x - \bar{X}}{\delta} \dots \dots \dots (IV-9)$$

c) Le coefficient de variation :

$$C_V = \frac{\delta}{\bar{X}} \dots \dots \dots (IV-10)$$

d) L'équation de la droite de Henry sur papier de probabilité gaussien

$$X_{P\%} = \bar{X} + \delta * U_{P\%} \dots \dots \dots (IV-11)$$

Avec:

$X_{P\%}$: précipitation de probabilité P%

$U_{P\%}$: variable réduit de Gauss = 1,28

\bar{X} : Moyenne arithmétique

δ : Écart type

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

Pour les calculs, on a utilisé le logiciel HYDROLAB. Les résultats sont représentés dans le tableau. IV.3.

Tableau. IV.3 : Ajustement à une loi de Gauss

Ajustement à une loi de Gauss									
Taille n=	29	Moyenne=	613,017241			I.C. à (en%)=	95	U Gauss=	1,9604
Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure	
703,3	337,2	1	0,0172	-2,115	337,2	337,875655	227,103077	409,598331	
780,1	362,2	2	0,0517	-1,629	362,2	401,11927	308,71825	463,446336	
683,6	430,2	3	0,0862	-1,365	430,2	435,465622	352,377548	493,354403	
593,5	434,4	4	0,1207	-1,172	434,4	460,584143	383,898311	515,635667	
856,9	458,9	5	0,1552	-1,014	458,9	481,032039	409,242457	534,089414	
563,4	474,4	6	0,1897	-0,879	474,4	498,65351	430,81539	550,260379	
718,3	495,6	7	0,2241	-0,758	495,6	514,392745	449,843989	564,944064	
495,6	522,4	8	0,2586	-0,647	522,4	528,804785	467,045773	578,611811	
522,4	558,3	9	0,2931	-0,544	558,3	542,248164	482,880937	591,571377	
337,2	563,4	10	0,3276	-0,446	563,4	554,971554	497,665568	604,039314	
474,4	593,5	11	0,3621	-0,352	593,5	567,157783	511,629048	616,177841	
631,4	608,6	12	0,3966	-0,262	608,6	578,948361	524,945927	628,115514	
620,4	611,6	13	0,4310	-0,173	611,6	590,458238	537,754968	639,959787	
458,9	620,4	14	0,4655	-0,086	620,4	601,785347	550,171296	651,805294	
680,4	631,4	15	0,5000	0,000	631,4	613,017255	562,29468	663,739831	
691,9	644,8	16	0,5345	0,086	644,8	624,249135	574,229189	675,863186	
434,4	656,6	17	0,5690	0,173	656,6	635,576245	586,074696	688,279515	
656,6	680,4	18	0,6034	0,262	680,4	647,086122	597,918968	701,088556	
644,8	683,6	19	0,6379	0,352	683,6	658,8767	609,856641	714,405435	
692,9	691,9	20	0,6724	0,446	691,9	671,062929	621,995169	728,368915	
430,2	692,9	21	0,7069	0,544	692,9	683,786319	634,463105	743,153546	
362,2	703,3	22	0,7414	0,647	703,3	697,229698	647,422672	758,98871	
735,3	718,3	23	0,7759	0,758	718,3	711,641738	661,090419	776,190494	
762,2	727,5	24	0,8103	0,879	727,5	727,380972	675,774104	795,219093	
611,6	735,3	25	0,8448	1,014	735,3	745,002443	691,945069	816,792026	
741,2	741,2	26	0,8793	1,172	741,2	765,45034	710,398816	842,136172	
608,6	762,2	27	0,9138	1,365	762,2	790,56886	732,68008	873,656934	
558,3	780,1	28	0,9483	1,629	780,1	824,915213	762,588147	917,316233	
727,5	856,9	29	0,9828	2,115	856,9	888,158827	816,436152	998,931406	
	Fréquence	U.Gauss	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.	
	0,8	0,841	722,491982	671,238579	789,282761	722,491982	0,800	5,0	
	0,2	-0,841	503,5425	436,751722	554,795904	503,5425	0,200	1,3	
	0,5	0,000	613,017255	562,29468	663,739831	613,017255	0,500	2,0	

IV.2.5. Test de validité de l'ajustement à la loi de Gauss

Ajustement à une loi Normale

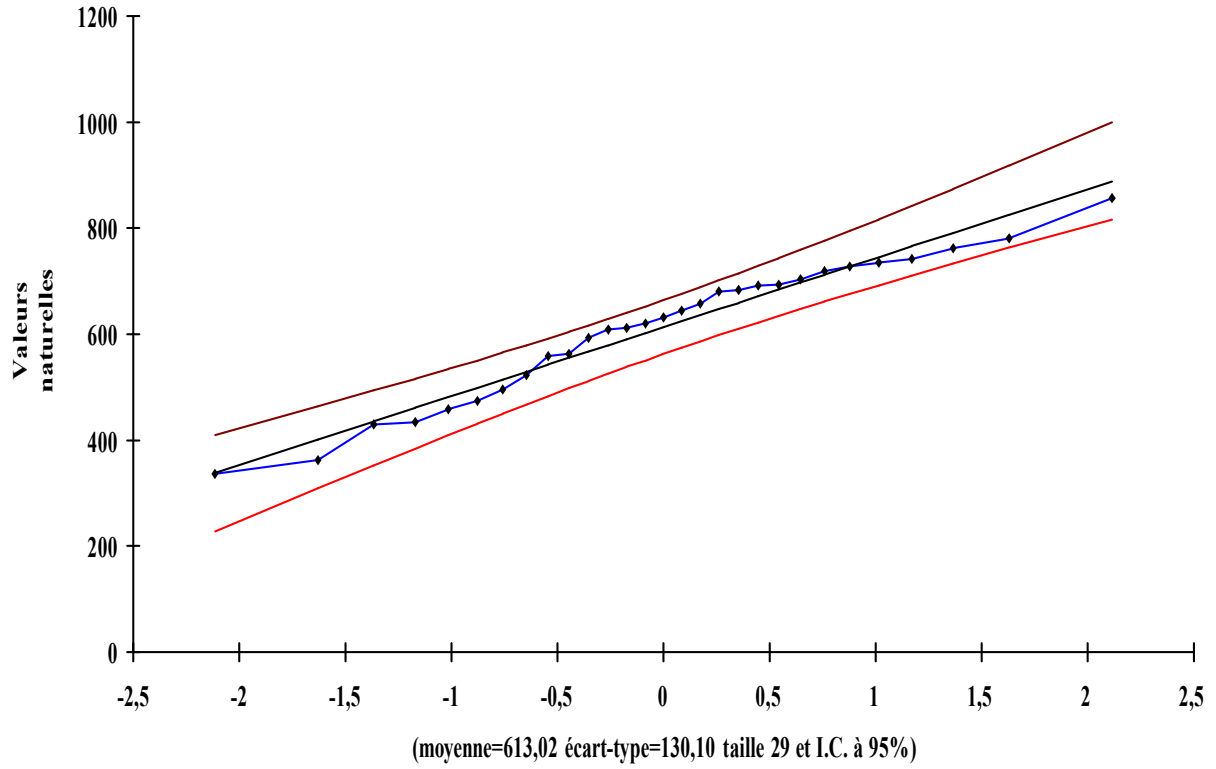


Fig . IV. 1 : Ajustement à la loi de Gauss

IV.2.6. Ajustement à une loi Log-normale

Tableau. IV.4 : Ajustement à une loi de Gauss

Ajustement à une loi Log-normale									
Taillen=	29	Moy.log(x-xo)=	2,776831359						
x ₀ =	0	E.T. log(x-xo)=	0,101153271			I.C. à (en%)=	95	U Gauss=	1,960
Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure	
703,3	337,2	1	0,017	-2,115	337,2	365,519	299,768	415,59863	
780,1	362,2	2	0,052	-1,629	362,2	409,338	346,929	457,6576	
683,6	430,2	3	0,086	-1,365	430,2	435,297	375,133	482,82979	
593,5	434,4	4	0,121	-1,172	434,4	455,319	396,91	502,47868	
856,9	458,9	5	0,155	-1,014	458,9	472,295	415,334	519,35623	
563,4	474,4	6	0,190	-0,879	474,4	487,432	431,688	534,61137	
718,3	495,6	7	0,224	-0,758	495,6	501,362	446,648	548,85129	
495,6	522,4	8	0,259	-0,647	522,4	514,466	460,616	562,4466	
522,4	558,3	9	0,293	-0,544	558,3	526,998	473,861	575,6484	
337,2	563,4	10	0,328	-0,446	563,4	539,139	486,571	588,64175	
474,4	593,5	11	0,362	-0,352	593,5	551,031	498,887	601,57352	
631,4	608,6	12	0,397	-0,262	608,6	562,786	510,924	614,56836	
620,4	611,6	13	0,431	-0,173	611,6	574,502	522,776	627,73893	
458,9	620,4	14	0,466	-0,086	620,4	586,271	534,526	641,19317	
680,4	631,4	15	0,500	0,000	631,4	598,179	546,254	655,04017	
691,9	644,8	16	0,534	0,086	644,8	610,329	558,051	669,41245	
434,4	656,6	17	0,569	0,173	656,6	622,832	570,012	684,45898	
656,6	680,4	18	0,603	0,262	680,4	635,799	582,227	700,33591	
644,8	683,6	19	0,638	0,352	683,6	649,362	594,804	717,2329	
692,9	691,9	20	0,672	0,446	691,9	663,684	607,871	735,38835	
430,2	692,9	21	0,707	0,544	692,9	678,975	621,592	755,11262	
362,2	703,3	22	0,741	0,647	703,3	695,514	636,182	776,82554	
735,3	718,3	23	0,776	0,758	718,3	713,693	651,941	801,12042	
762,2	727,5	24	0,810	0,879	727,5	734,089	669,306	828,8815	
611,6	735,3	25	0,845	1,014	735,3	757,616	688,965	861,51987	
741,2	741,2	26	0,879	1,172	741,2	785,864	712,107	901,50939	
608,6	762,2	27	0,914	1,365	762,2	822,01	741,086	953,84433	
558,3	780,1	28	0,948	1,629	780,1	874,14	781,847	1031,3888	
727,5	856,9	29	0,983	2,115	856,9	978,932	860,971	1193,6522	
	Fréquence	U de Gauss	Valeur.théo.	Borne.inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq.théo.	Pér. Ret.	
	0,8	0,841	727,6917616	663,8931	820,1191939	727,692	0,800	5,0	
	0,2	-0,841	491,7170409	436,3005	538,9699364	491,717	0,200	1,3	
	0,5	0,000	598,1792846	546,2542	655,040172	598,179	0,500	2,0	

IV.2.7. Test de validité de l'ajustement à une loi Log-normale

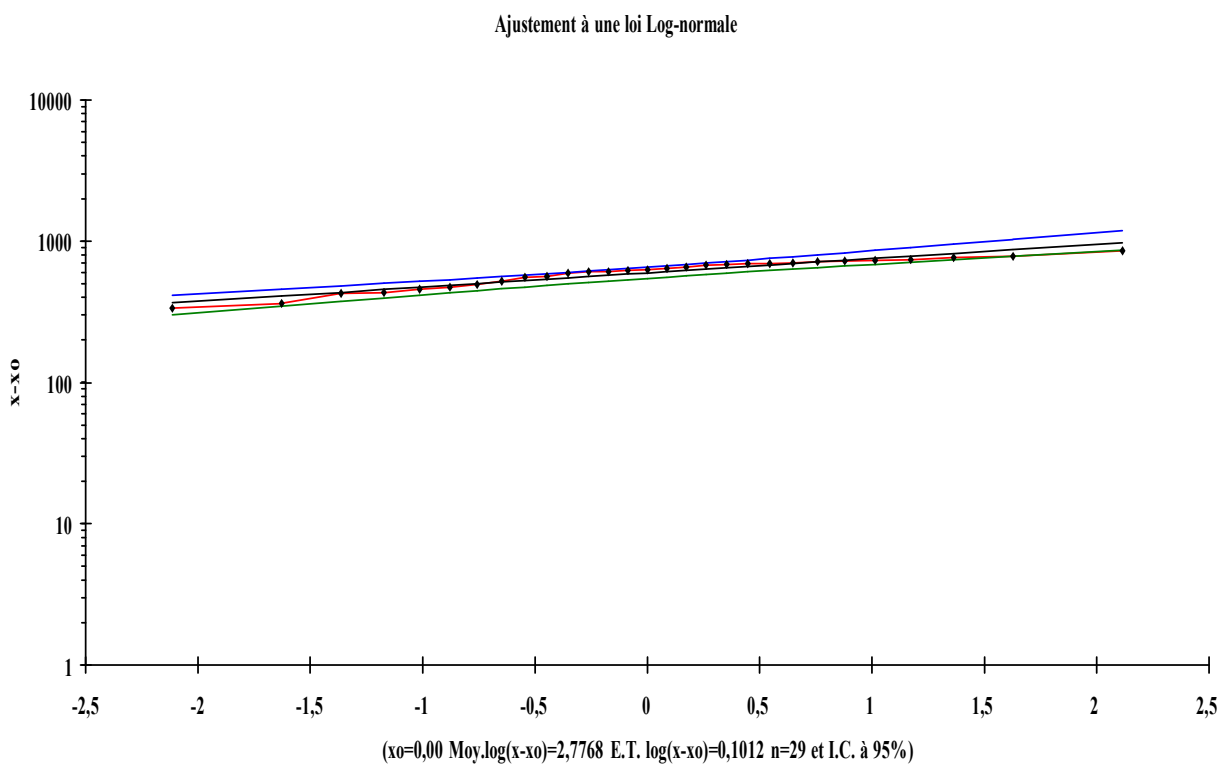


Fig . IV. 2 : Ajustement à la loi log normale

IV.2.8. Pluviométrie moyenne mensuelle de probabilité 80%

$$P_{i80\%} = P_{\text{moy de chaque mois}} \times P_{20\%}/P_{50\%} \dots\dots\dots (IV-12)$$

i: mois

On déduire les résultats suivants :

$$\left. \begin{array}{l} P_{\text{théoann } 20\%} = 503,54 \text{ mm.} \\ P_{\text{théoann } 50\%} = 613,02 \text{ mm.} \end{array} \right\} \longrightarrow P_{20\%}/P_{50\%} = 503,54/613,02 = 0,82 < 1$$

Les valeurs de $P_{\text{isec } 80\%}$ sont représentées dans le tableau ci-après.

Tableau. IV.5 : Pluviométrie moyenne mensuelle de probabilité 80%

mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
$P_{20\%}/P_{50\%}$	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82
P_{moy}	31,9	54,5	85,6	104	86,9	71,2	59,3	53,5	48,5	7,5	3,23	6,59
$P_{i80\%}$	26,16	44,66	70,21	85,54	71,23	58,35	48,64	43,88	39,78	6,15	2,65	5,40

Conclusion

Dans cette partie, nous avons dégagé les principales caractéristiques statistiques de la série pluviométrique, retenue comme représentative, de la zone de projet.

Quant à l'ajustement des séries de pluies moyennes annuelles, on a utilisé le test de la loi Log-normale qui a montré un ajustement à considérer. Concernant l'ajustement des séries des pluies moyennes annuelles la loi de Gauss a été adoptée.

Les calculs manuels des expressions statistiques vont prendre plus temps, mais avec l'utilisation de l'outil informatique, on aboutit facilement aux résultats escomptés, à l'aide des logiciels tel que l'HYDROLAB, nous a permis l'élaboration des analyses statistiques les plus courantes en hydrologie.

CHAPITRE V:

Besoin en eau

V.1. Définition

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

V.2. besoins en eau des cultures

Les cultures pour se développer, puisent du sol l'eau et les éléments nutritifs. La quantité d'eau donnée à la culture n'est pas entièrement absorbée par la culture, une partie percole et se perd en profondeur.

L'eau qui constitue la plante est libérée par transpiration à travers l'appareil foliacé, le reste est évaporé par le sol. L'ensemble de ces deux actions est l'évapotranspiration. Ce phénomène conditionne et détermine les besoins en eau des cultures.

V.3. Détermination de l'évapotranspiration

V.3.1. Définition

L'évapotranspiration se définit comme étant le rejet global de vapeur d'eau par le sol et par les feuilles d'une plante. On distingue deux types d'évapotranspiration :

- Evapotranspiration potentielle : ETP.
- Evapotranspiration réelle : ETR.
- L'évapotranspiration potentielle : représente la quantité d'eau évaporée, et transpirée par une végétation qui recouvrirait totalement le sol en eau n'est pas limité.
- L'évapotranspiration réelle : représente la quantité d'eau effectivement évaporée, à un moment donné, par le sol et la végétation.

V.3.2. Méthodes d'évaluation de l'évapotranspiration

L'évapotranspiration potentielle est rarement mesurée à l'aide de bacs, et d'évaporomètres. Le plus souvent elle est calculée par des formules à partir des données climatiques mesurées, mais ces formules (Turc, Blaney-criddle, Penman...) ne sont pas toutes équivalentes, leur représentativité varie selon les paramètres utilisés et des régions climatiques où elles ont été établies.

Les formules, les plus utilisées en Algérie sont celles de Blaney-Criddle (U.S.A 1945), Turc (France 1960) et Penman (Angleterre 1948).

V.3.3. Calcul de l'évapotranspiration

1. Par la formule Penman

Le calcul se fait par le logiciel cropwat pour la détermination de l'ETP.

Tableau. V.1. : Évapotranspiration en mm / jour

Mois	Min Temp	Max Temp	Humidité	Wind	insolation	Radiation	ET _o
	°C	°C	%	m/s	heurs	MJ/m ² /j	mm/j
J	7.5	15.2	74	3.0	4.4	8.3	1.69
F	7.7	16.7	70	3.1	6.0	11.9	2.33
M	9.5	19.7	71	2.9	7.1	16.0	3.07
A	11.5	20.8	66	3.1	7.7	19.5	3.94
M	14.1	24.8	65	2.8	9.7	23.9	5.02
J	17.5	28.9	61	3.0	10.1	25.0	6.09
J	19.9	32.8	60	3.2	11.3	26.4	7.05
A	21.5	33.6	57	3.1	10.6	24.1	6.83
S	19.2	30.2	66	2.5	9.3	19.8	4.81
O	15.0	24.7	69	2.3	7.1	14.0	3.08
N	11.7	19.8	71	2.5	5.3	9.6	2.07
D	9.0	16.7	73	3.7	4.1	7.4	1.91

Tableau. V.2. : Pluies efficace en mm

mois	P	P-EFF
	mm	mm
J	71.2	63.1
F	58.4	52.9
M	48.6	44.9
A	43.9	40.8
M	39.8	37.2
J	6.2	6.1
J	2.6	2.6
A	5.4	5.4
S	26.2	25.1
O	44.7	41.5
N	70.2	62.3
D	85.5	73.8
Total	502.6	455.7

V.3.4. Calcul des besoins en eau d'irrigation pour les cultures d'assolement

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique

$$B = ETP - (P_{eff} + RFU) \quad (10)$$

Avec :

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

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

RFU : réserve facilement utilisable.

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

Y : degré de tarissement.

Da : densité apparente.

Z : profondeur d'enracinement (mm).

Hcc : humidité à la capacité au champ.

Hpf : humidité au point de flétrissement.

Peff : pluie efficace.

$$P_{eff} = A.pluie ; \text{ où : } A = 0,8 \text{ à } 0,9 \text{ (pour notre cas on a prendre } A = 0,8).$$

L'irrigation se fait lorsque $B > 0$,

$$H_{cc} = 35\% \quad d_a = 2/3$$

$H_{pf} = 17\%$ dont $Z = 1,2$ (pour les arboricultures) et $Z = 0,8$ (pour les cultures industrielles).

Pour notre travail, on a utilisé le logiciel cropwat, les résultats de calcul pour les différentes cultures sont représentés ci-après (sous forme de sous chapitres).

V.3.4.1 Besoins en eau de Figuier

Tableau. V.3 : Besoins en eau de Figuier

Mois	Coef Kc	ETP	ETM	RFU	Peff	Besoin d'irri mm/mois
		mm/mois	mm/mois	mm/mois	mm	
Sept	0,82	144,3	118,33	0	25,1	93,23
Oct		92,4	0	25,1	41,5	0,00
Nov		62,1	0	66,9	62,3	0,00
Déc		57,3	0	129,2	73,8	0,00
Jan		50,7	0	144	63,1	0,00
Fév		69,9	0	144	52,9	0,00
Mars		92,1	0	144	44,9	0,00
Avril	0,3	118,2	35,46	144	40,8	0,00
Mai	0,41	150,6	62,25	122,55	37,2	0,00
Juin	0,6	182,7	109,62	0	6,1	103,52
Juil	0,62	211,5	131,13	0	2,6	128,53
Août	0,41	204,9	84,70	0	5,4	79,30

V.3.4.2 Besoins en eau de Pommier

Tableau. V.4 : Besoins en eau de Pommier

Mois	Coef Kc	ETP	ETM	RFU	Peff	Besoin d'irri mm/mois
		mm/mois	mm/mois	mm/mois	mm	
Sept	0,5	144,3	72,15	0,00	25,1	47,05
Oct	0,46	92,4	42,96	0,00	41,5	1,46
Nov	0,4	62,1	24,84	16,66	62,3	0,00
Déc	0,38	57,3	21,50	57,46	73,8	0,00
Jan	0,31	50,7	15,72	115,55	63,1	0,00
Fév	0,28	69,9	19,57	144,00	52,9	0,00
Mars	0,41	92,1	38,07	144,00	44,9	0,00
Avril	0,5	118,2	59,10	129,80	40,8	0,00
Mai	0,72	150,6	108,93	61,67	37,2	10,07
Juin	0,8	182,7	146,16	0	6,1	140,06
Juil	1,03	211,5	218,55	0	2,6	215,95
Août	0,83	204,9	169,38	0	5,4	163,98

V.3.4.3. Besoins en eau de Raisin

Tableau. V.5 : Besoins en eau de Raisin

Mois	Coef Kc	ETP	ETM	RFU	Peff	Besoin d'irri mm/mois
		mm/mois	mm/mois	mm/mois	mm	
Sept	0,45	144,3	64,94	0,00	25,1	39,84
Oct	0,00	92,4	0,00	25,10	41,5	0,00
Nov	0	62,1	0,00	66,60	62,3	0,00
Déc	0,00	57,3	0,00	128,90	73,8	0,00
Jan	0,60	50,7	30,42	144,00	63,1	0,00
Fév	0,70	69,9	48,93	144,00	52,9	0,00
Mars	0,90	92,1	82,89	114,01	44,9	0,00
Avril	0,67	118,2	79,19	79,72	40,8	0,00
Mai	0,60	150,6	90,36	30,16	37,2	23,00
Juin	0,55	182,7	100,49	0	6,1	94,39
Juil	0,35	211,5	74,03	0	2,6	71,43
Août	0,40	204,9	81,96	0	5,4	76,56

V.3.4.4. Besoins en eau de Tabac

Tableau. V.6 : Besoins en eau de Tabac

Mois	Coef Kc	ETP	ETM	RFU	Peff	Besoin d'irri mm/mois
		mm/mois	mm/mois	mm/mois	mm	
Sept	0	144,3	0,00	5,40	25,1	0,00
Oct	0,00	92,4	0,00	30,50	41,5	0,00
Nov	0	62,1	0,00	72,00	62,3	0,00
Déc	0,00	57,3	0,00	96,00	73,8	0,00
Jan	0,00	50,7	0,00	96,00	63,1	0,00
Fév	0,00	69,9	0,00	96,00	52,9	0,00
Mars	0,00	92,1	0,00	96,00	44,9	0,00
Avril	0	118,2	0,00	96,00	40,8	0,00
Mai	0,40	150,6	60,24	76,56	37,2	0,00
Juin	0,8	182,7	146,16	0,00	6,1	140,06
Juil	1,00	211,5	211,50	0	2,6	208,90
Août	0,85	204,9	174,17	0	5,4	168,77

V.3.4.5. Besoins en eau de Tournesol

Tableau. V.7: Besoins en eau de Tournesol

Mois	Coef Kc	ETP	ETM	RFU	Peff	Besoin d'irri mm/mois
		mm/mois	mm/mois	mm/mois	mm	
Sept	0,00	144,3	0,00	5,40	25,1	0,00
oct	0,00	92,4	0,00	30,50	41,5	0,00
Nov	0,00	62,1	0,00	72,00	62,3	0,00
Déc	0,00	57,3	0,00	96,00	73,8	0,00
Jan	0,00	50,7	0,00	96,00	63,1	0,00
Fév	0,00	69,9	0,00	96,00	52,9	0,00
Mars	0,00	92,1	0,00	96,00	44,9	0,00
Avril	0,00	118,2	0,00	96,00	40,8	0,00
Mai	0,40	150,6	60,24	76,56	37,2	0,00
Juin	0,8	182,7	146,16	0	6,1	140,06
Juil	1,05	211,5	222,08	0	2,6	219,48
aout	0,45	204,9	92,21	0	5,4	86,81

IV.3.4.6. Besoins mensuel en eau d'irrigation des cultures

Tableau. V.8 : Détermination des besoins en eau des cultures en mm

	Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
	cultures	Figuier	93,23									103,5	128,53
Pommier		47,05	1,46							10,07	140,1	215,95	163,98
Raisin		39,84								23	94,39	71,43	76,56
Tabac											140,1	208,9	168,77
Tournesol											140,1	219,48	86,81
mensls		180,12	1,46	0	0	0	0	0	0	0	33,07	618,1	844,29

Tableau IV.9 Besoins annuels en m³

Cultures	Besoins annuels (mm)	Superficies occupées (ha)	Besoins annuels (m3)
Figuier	404,58	90,01	40 458
Pommier	578,57	76,47	115 714
Raisin	228,66	154,44	22 866
Tabac	517,73	97,48	25 886,5
Tournesol	446,35	81,6	22317,5
Total	2175,89	500	227242

V.3.5. Le volume fourni par la STEP

La STEP fournit un volume annuel de 20 997 720 m³, alors que le besoin total de notre secteur est de 227 242 m³ en moyen annuel.

Donc, on remarque que la STEP est capable de satisfaire les besoins de notre périmètre.

V.3.6. Calcul du débit maximum journalier (débit spécifique)

Dans notre cas, le débit maximum journalier est le débit caractéristique. Il est calculé par la formule suivante :

$$Q_{\text{car}} = q_s \times S$$

D'où :

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

S : la superficie totale à irriguer = 500 ha.

Le mois de pointe est le mois de juillet, et les besoins de pointe sont de : 844,29 mm.

Le débit spécifique q_s est très important (le réseau soit surdimensionné)

$q_s = 4,39 \text{ l/s/ha} > 1,5 \text{ l/s/ha}$, on choisira dans ce cas le débit spécifique de la culture la plus exigeante. La culture la plus exigeante c'est Tournesol en au mois de juillet ($B_{\text{net}} = 219,48 \text{ mm}$.)

A partir du calcul des besoins en eau on peut déterminer le débit spécifique (mois de pointe) qui se calcule par la formule suivante :

$$Q_s = \frac{B_{\text{pointe}} \cdot 10 \cdot 1000}{K \cdot Nh \cdot nj \cdot 3600}$$

Avec : - B_{pointe} : Besoins de pointe (mm/mois).

- q_s : Débit spécifique (l/s/ha).

- K : Coefficient d'efficacité globale du système d'irrigation ($k = 0,75$).

- Nh : nombre des heures d'irrigation = 20 h.

- nj : nombre de jours par mois = 26 jours.

Dans notre région d'étude :

Le débit spécifique : $q_s = 1,14 \text{ l/s/ha}$. Il est inférieur à 1,5 l/s/ha.

Donc le choix reste valable.

$$q_s = 1,14 \text{ l/s/ha.}$$

$$Q_{\text{car}} = q_s \times s \quad \Rightarrow \quad 1,14 \times 500 = 570 \text{ l/s.}$$

$$Q_{\text{car}} = 0,57 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après le tableau. V.8, le mois de pointe est le mois de juillet avec une valeur :

$$B_p = 219,48 \text{ mm/mois.}$$

Conclusion

Ce chapitre est destiné pour la détermination des besoins en eau des cultures de l'assolement, pour cela nous sommes passés par une étude hydrologique qui nous a permis de déterminer l'année de calcul et les besoins en eau des cultures.

CHAPITRE VI:
Choix des techniques
d'irrigation

VI.1. Généralités

L'humidité du sol à l'état naturel est souvent insuffisante, et pour garantir un rendement optimum des cultures agricoles, on a recours à l'irrigation.

L'irrigation assure pour les plantes le régime du sol hydrique, nutritif, aérien, thermique, salé et microbiologique le plus favorable.

Le choix de la méthode d'irrigation est basé sur la manière de répartition de l'eau sur le sol de façon à ce que les plantes tirent le maximum du profit et assurent la rentabilité finale de l'opération.

VI.2. Les techniques d'irrigation à la parcelle

Les différentes techniques d'irrigation à la parcelle ou techniques d'arrosage, relèvent de trois modes principaux d'irrigation :

- ▶ Irrigation gravitaire ou irrigation de surface.
- ▶ Irrigation sous pression (par aspersion ou par micro-irrigation).
- ▶ Irrigation de sub-surface.

VI.2.1. Les Techniques d'irrigation de surface

L'irrigation de surface regroupe l'ensemble des techniques d'arrosage dans lesquelles la répartition de l'eau à la parcelle se fait entièrement à l'air libre, par simple écoulement à la surface du sol .La répartition de l'eau est assurée grâce à la topographie du terrain et aux propriétés hydriques du sol (ruissèlement ,infiltration et capillarité).

VI-2-1-1- Irrigation par ruissellement :

Deux cas se présentent :

➔ Premier cas : L'eau, distribuée par rigoles, ruisselle sur le sol et s'y infiltre verticalement.

Il s'agit d'un ruissellement en nappe ou déversement. On recense dans cette catégorie toute une panoplie de techniques telles que :

- ▶ L'arrosage à la planche,
- ▶ L'arrosage par rigoles de niveau
- ▶ L'arrosage rigoles en pente ou rases
- ▶ L'arrosage par plans inclinés
- ▶ L'arrosage par ados

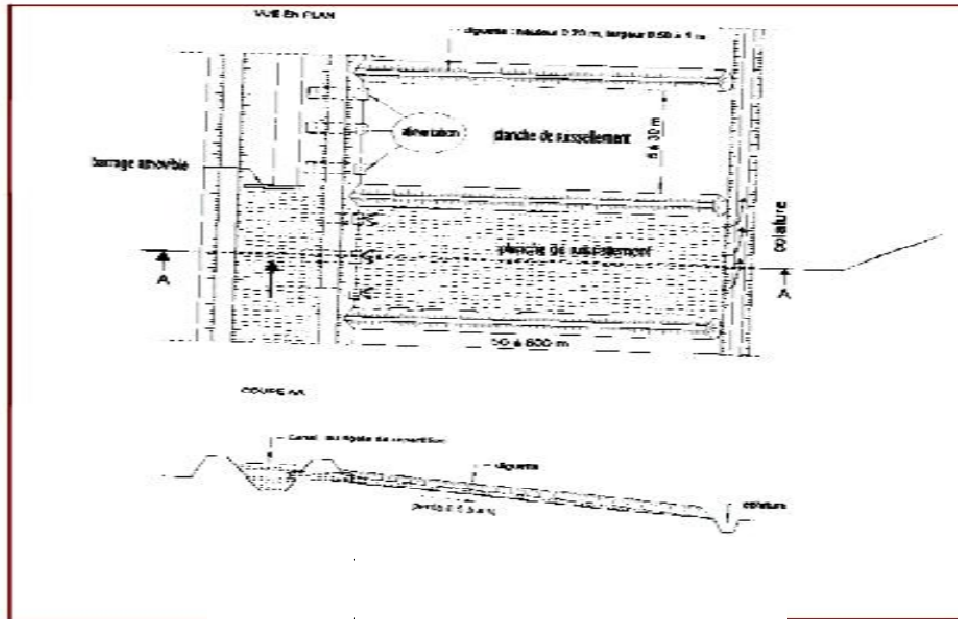


Fig. VI.1 : Irrigation par planches

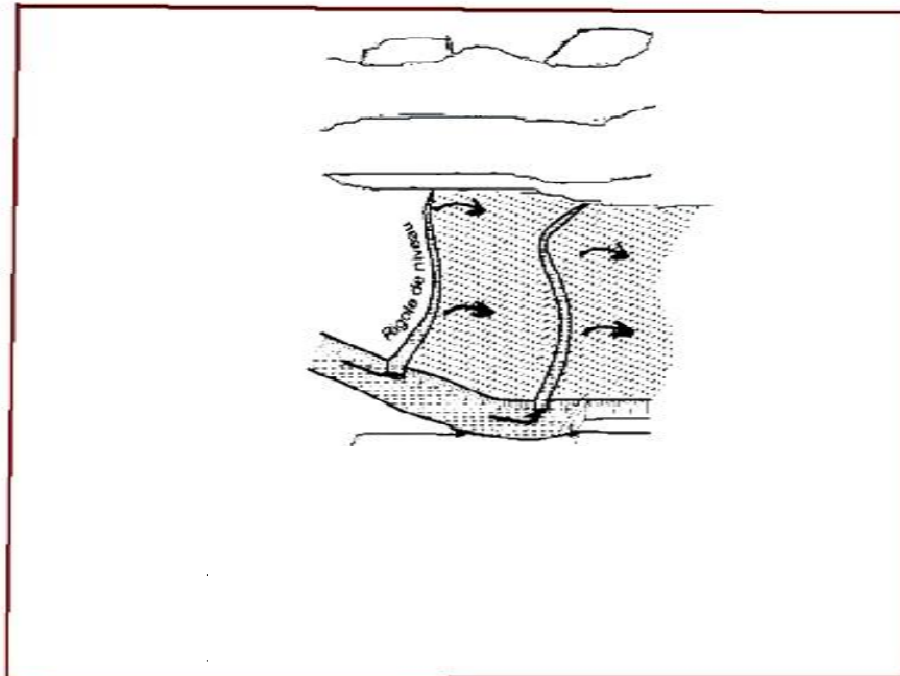


Fig. VI.2 : Irrigation par rigoles de niveau

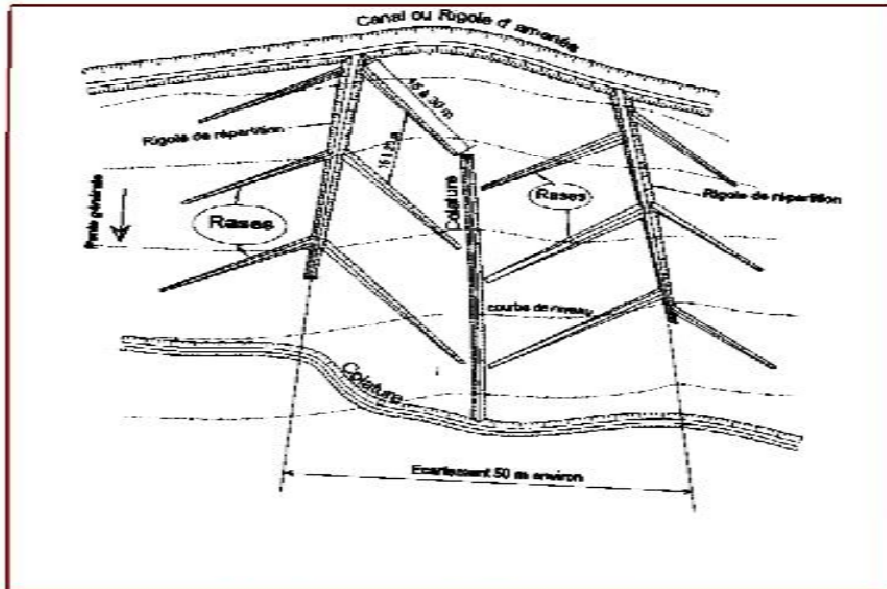


Fig. VI.3 : Irrigation par rases

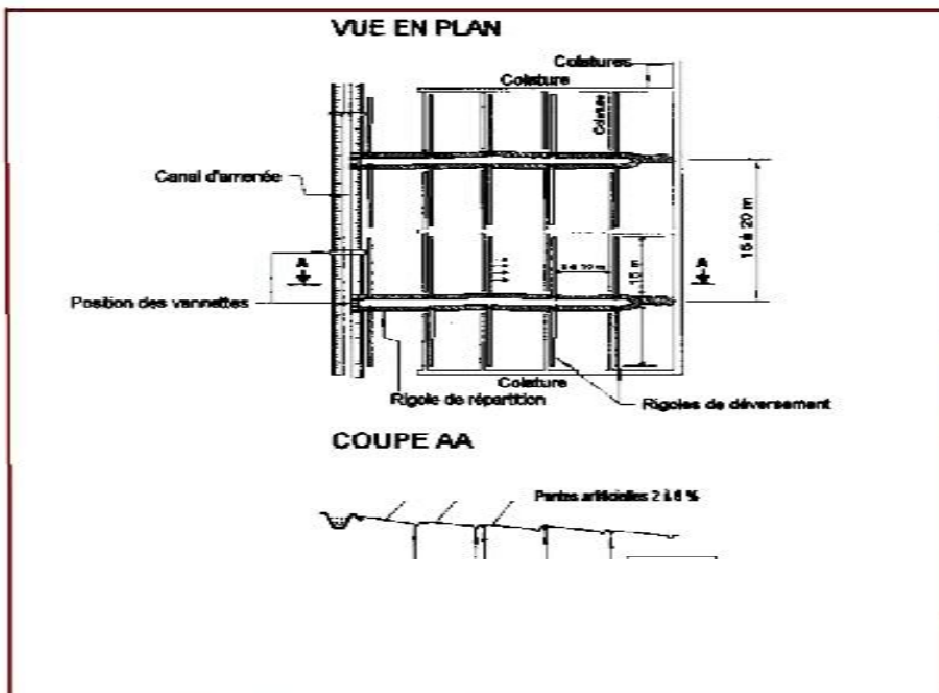


Fig. VI.4 : Plans inclinés

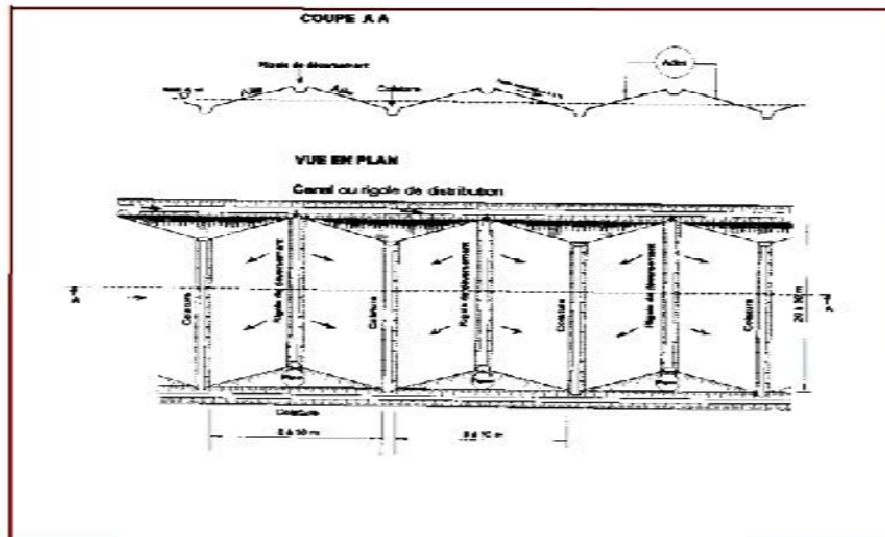


Fig. VI.5 : Irrigation par ados

→ **Deuxième cas :** l'eau ruisselle pas sur l'ensemble de la surface du sol mais coule dans des fossés, rigoles et pénètre par infiltration latérale jusqu'aux racines des plantes.

Par ailleurs et sauf exceptions signalisées, la mise en place d'un réseau de colature est indispensable pour évacuer les eaux excédentaires, en irrigation par ruissellement.

VI.2.1.2. Irrigation par submersion (Level System)

L'eau submerge le terrain et s'y infiltre. Il peut arriver que l'on maintienne une lame d'eau (submersion continue) suivant l'exigence de certaines cultures tel que le riz ou au contraire que l'on provoque au bout d'un certain temps, l'écoulement de l'eau non infiltrée dans les colatures (submersion alternée).

On distingue plusieurs techniques d'arrosages par submersion dont :

- ☼ Les planches de submersion en pente à diguettes en courbes de niveau,
- ☼ Les terrasses ou banquettes,
- ☼ Les sillons ou raies à pente nulle,
- ☼ Les cuvettes en arboriculture.

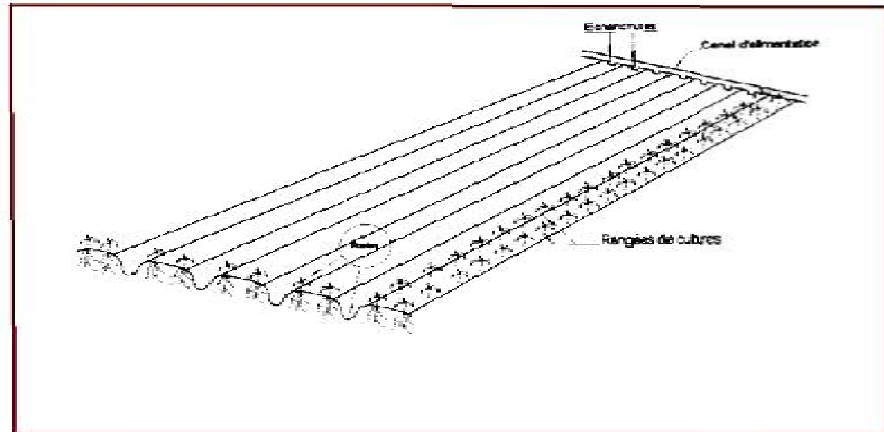


Fig. VI.6 : Irrigation à la raie

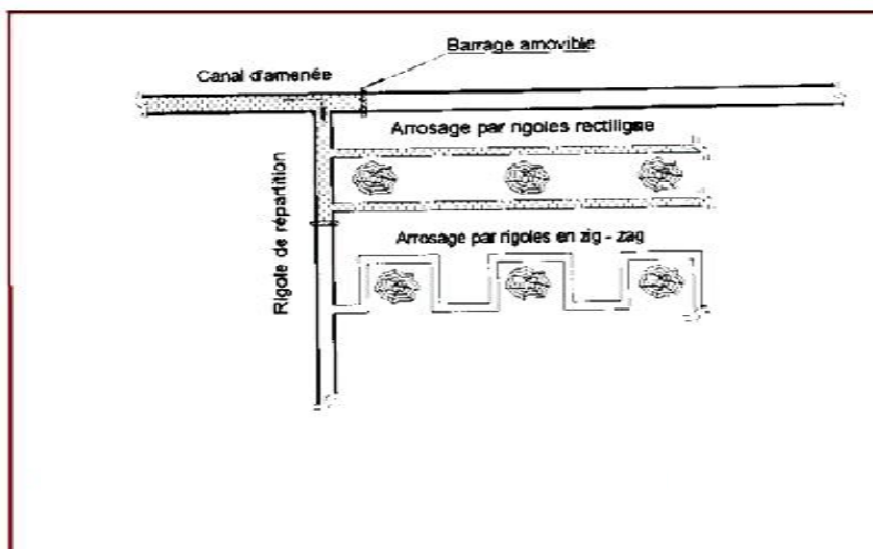


Fig. VI.7 : Irrigation à la raie en arboriculture (d'après Soltner, 1995)

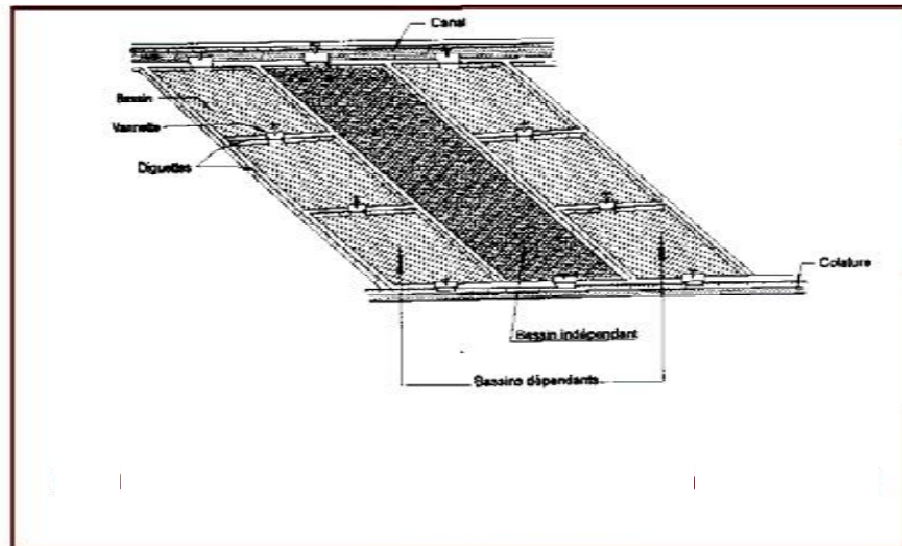


Fig. VI.8 : Irrigation par submersion par bassins dépendants et indépendants

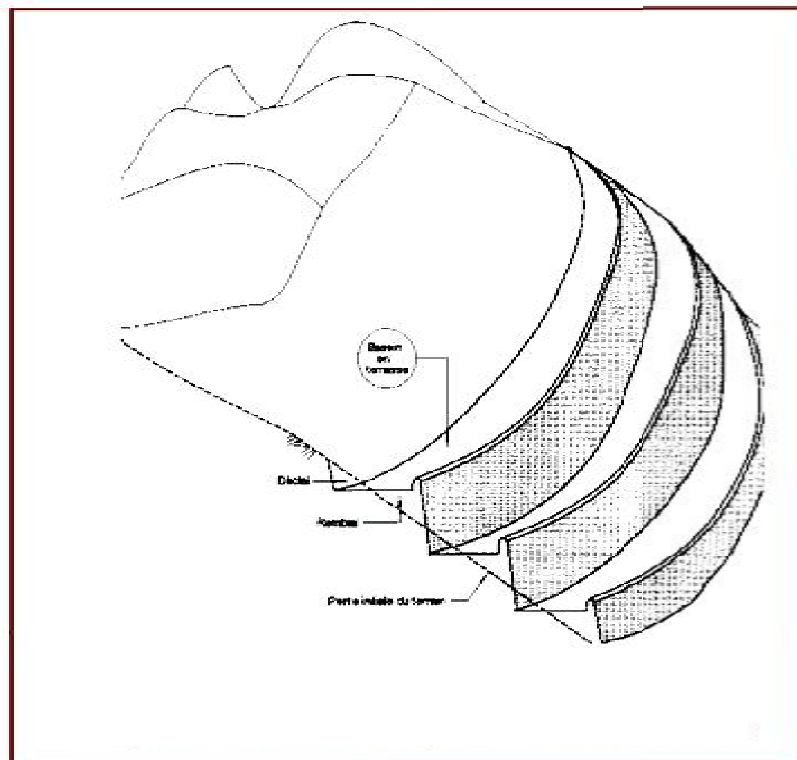


Fig. VI.9 : Submersion par bassin en terrasse

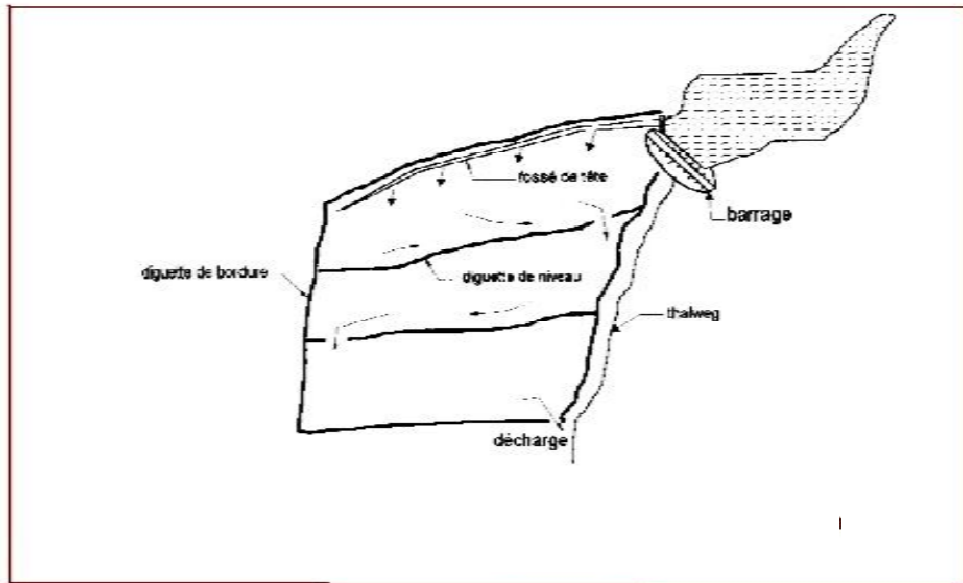


Fig. VI.10 : Epannage de crue avec circulation de l'eau en chicanes

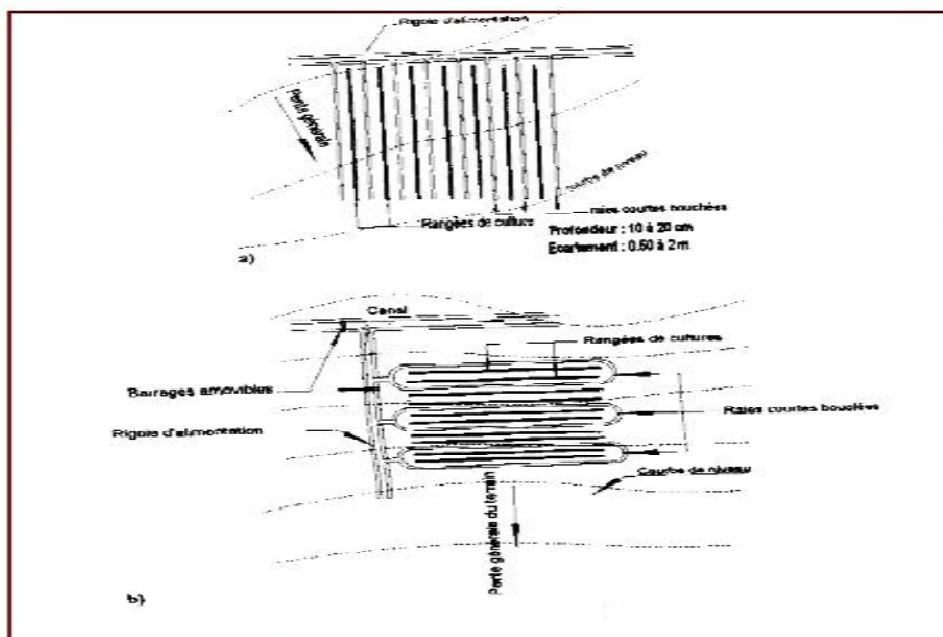


Fig. VI.11 : Raies courtes

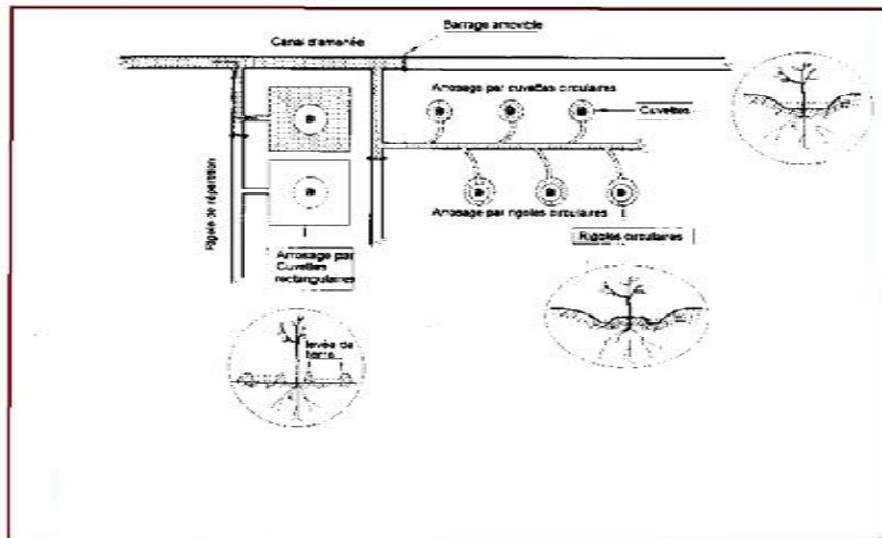


Fig. VI.12 : Arrosage par cuvettes en arboriculture (d'après Soltner,1995)

VI.2.1.3. L'irrigation mixte

Il s'agit d'un ruissellement suivi d'une submersion, quelques techniques possibles employées en l'irrigation mixte sont :

- ☀ L'épandage de crue.
- ☀ La raie courte.

VI.2.2. Les techniques d'irrigation sous pression

En irrigation par submersion, l'eau parvient aux cultures d'une façon qui limite la chute naturelle de pluie, grâce à l'utilisation de divers appareils de projection alimentés sous pression, choisis et disposés de façon à obtenir la répartition la plus uniforme possible de la pluviométrie.

Nous pouvons dégager deux modes d'irrigation par aspersion selon que cette irrigation soit en moyenne pression ou en forte pression.

- Types d'installations en moyenne pression :
 - ☀ Réseau classique avec rampes souples et asperseurs trains,
 - ☀ Réseau classique en couverture partielle
 - ☀ Couverture total,
 - ☀ Couverture intégrale.

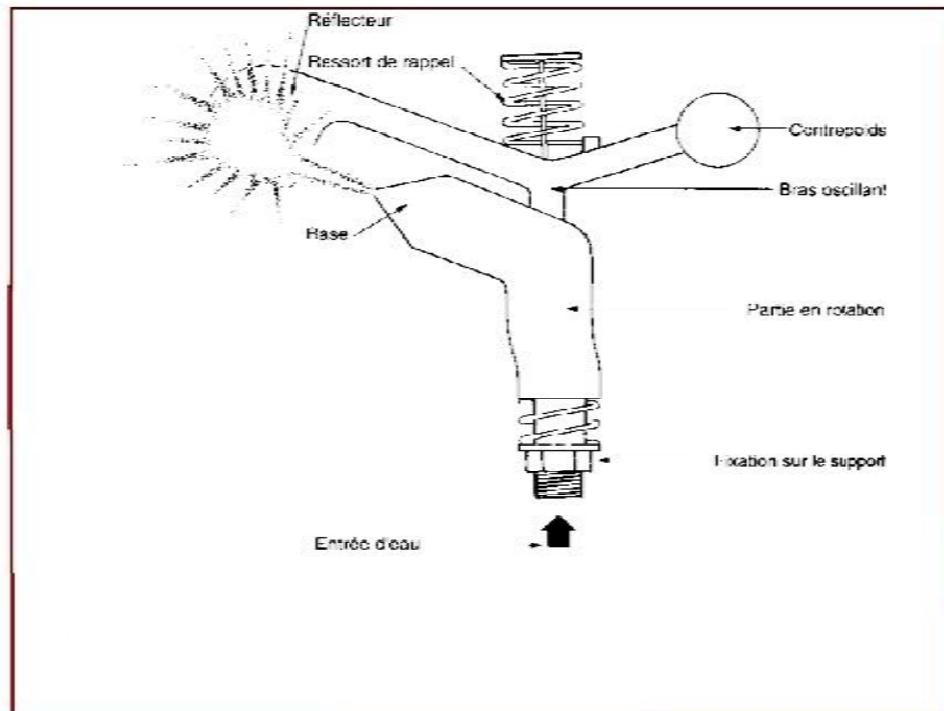


Fig. VI.12 : Asperseur rotatif à batteur ou sprinkler (d'après Michel Sinier, paris)

- Machine d'arrosage (forte pression) : les machines à irriguer employées pour l'arrosage des grandes exploitations.

1-Canons : ce sont des machines assurant un arrosage en bande avec un déplacement continu de l'arroseur. Les machines se composent de trois éléments :

- Arroseur proprement dit (canon d'arrosage),
- Canalisations souples alimentant l'arroseur avec une longueur de 200 à 300 m et de 33 à 110 mm de diamètre.
- Un organe de traction de l'arroseur.

2- Les rampes géantes d'arrosage automoteur : avec ces rampes géantes, c'est un nouveau bond qui est franché dans l'importance de surfaces susceptibles d'être arrosées par un seul appareil.

Ces machines sont le pivot-matque (U.S.A), Frégate (U.R.S.S) permet d'arroser des superficies jusqu'à 150 ha.

VI.2.3. L'irrigation localisée

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

- La mise en place sur la parcelle d'un réseau dense de canalisations (rampes) couvrant totalement la surface à irriguer.
- L'apport de l'eau au voisinage de la plante ; l'eau se localise en surface, pénètre dans le sol où elle se déplace verticalement par gravité, obliquement et horizontalement par capillarité dans une partie seulement de la zone peuvent être explorée par des racines.

Le volume du sol ainsi humidifié appelé « bulbe humide ».

- Une frange capillaire non saturée où l'humidité décroît en fonction de la distance au goutteur.
- Selon le type de distributeur utilisé, l'eau se localise par point (goutteurs, gaines), par lignes (système Bas-Rhône, tube poreux) ou par surface plus ou moins grandes (mini-diffuseurs ; micro-asperseurs).
- L'irrigation localisée est surtout pratiquée en cultures Maraîchères ou fruitières.

VI.2.4. Les techniques d'irrigation de sub-surface ou souterrain

En irrigation souterraine, l'application de l'eau se fait sous la surface du sol.

Elle peut consister en :

- Un contrôle de la nappe ou moyen d'un réseau de drainage qui peut fonctionner à l'envers par l'admission d'eau d'irrigation ; ce réseau peut être constitué par des fossés profonds ou des drains enterrés, cette technique convient aux terrains humides et relativement plats.
- La mise en place de dispositifs permettant l'humectation souterraine d'un volume de sol proche des racines des plantes, cette technique est surtout employée en cultures maraîchères sur de petites surfaces.

VI.3. Les avantages et les inconvénients des techniques d'arrosages

VI.3.1. Techniques d'irrigation de surface

■ Avantages

- ◇ Coût d'investissement relativement faible.
- ◇ Besoins en énergie faibles ou nuls.
- ◇ Insensibilité au vent.
- ◇ Bonne adaptation à d'eaux usées.
- ◇ Les végétaux ne sont pas mouillés ce qui est favorable sur le plan phytosanitaire.
- ◇ Possibilité d'utilisation d'eau salée (en pratiquant le lessivage du sol).

■ Inconvénients

- ◇ Besoins importants en main d'œuvre.
- ◇ Inadaptation aux sols très filtrants.
- ◇ Planage nécessaire des parcelles qui donne une surface consommée par les canaux et rigoles.
- ◇ Pertes d'eau importante c'est-à-dire efficacité d'arrosage faible.

VI.3.2. Techniques d'irrigation sous pression

■ Avantages

- ◇ Absence de nivellement préalable.
- ◇ Bonne adaptation à tous les types de sol.
- ◇ Possibilité de mélanger facilement des engrais et pesticides à l'eau d'irrigation.
- ◇ Possibilité de contrôle précis des doses appliquées et possibilité à l'automatisation.

■ Inconvénients

- ◇ Coût d'investissement élevé.
- ◇ Dépense énergétique élevée.
- ◇ Difficultés d'utilisation et efficacité réduite en régions ventées.
- ◇ Mouillage des feuilles favorisant les maladies cryptogamiques chez certaines espèces végétales.
- ◇ Ne convient pas aux eaux salées sur beaucoup de cultures (risque de brûlure du feuillage ou de dépôts inesthétiques sur les fruits).

VI.3.3. L'irrigation localisée

■ Avantages

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

■ Inconvénients

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

VI-3-4- L'irrigation souterraine

■ Avantages :

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

■ Inconvénients :

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

VI.4. Choix des techniques d'irrigation

Le choix d'une technique d'irrigation repose sur un ensemble de critères et de contraintes qui ont été étudiées par HLAVEK(1995) :

- Topographie (pente du terrain, relief, géométrie de la parcelle).
- Ressource en eau (quantité, qualité, débit dont on dispose).
- Nature du sol (perméabilité).
- Facteurs sociologiques et culturels.
- Facteurs économiques.
- Rentabilité de l'opération.

On ne doit pas considérer chacun de ces critères de manière isolée. Au contraire, il faut en avoir une vision globale afin de mieux évaluer les potentialités d'irrigation d'un site ou d'une région donnée. Pour mieux aider à conduire le choix, il est proposé au préalable, un examen des avantages et des inconvénients de chacun des grands types de techniques d'irrigation.

Par ailleurs, quelques constats remarquables à prendre en considération permettent de définir de façon plus avertie des solutions adaptées aux différentes situations que l'on rencontre dans le monde :

- Dès que l'on peut économiser l'eau, les deux techniques à promouvoir sont l'aspersion par les grandes machines à irriguer ou l'irrigation localisée, mieux adaptée aux cultures fruitières et maraîchères ainsi qu'aux petites ou moyennes exploitations.

- Quand les quantités d'eau à apporter à la plante sont faibles et que l'énergie n'est pas très chère, les machines à enrouleur sont adaptées, les coûts d'investissement étant faibles.

- Au contraire, les techniques d'irrigation de surface peuvent alors être recommandées dans le cas où la main d'œuvre est bon marché. Elles le sont encore plus lorsque le réseau lui-même est gravitaire, par exemple à l'aval d'un barrage ou d'une prise en rivière.

- Les grandes machines à irriguer, rampe pivotante ou rampe frontale, ne sont pas adaptées aux petites exploitations, obligées de cultiver les mêmes spéculations aux mêmes périodes.

VI.5. Travaux et aménagements recommandés**VI.5.1. Les amendements organiques**

Leur pauvreté en matière organique, les sols du périmètre de Ben Khellil sont de texture généralement fine, riche à moyennement riche en calcaire (total et actif) et à PH légèrement alcalin à alcalin, il est recommandé par conséquent d'envisager des amendements organiques, soit par la pratique des engrais verts en tête d'assolement ou des prairies artificielles, temporaires pendant les premières années de mise en valeur sinon, il faut prévoir des apports de fumier naturel en grande quantité, ce dernier étant peu disponible dans la zone.

VI.5.2. La fertilisation

Comme le montre les résultats d'analyses, les sols sont en générale, pauvres en éléments fertilisants, ils conviennent d'envisager des apports en fonction des besoins des espèces cultivées et de leur cycle végétatif. Ces apports serviront d'une part à redresser la fertilité du sol et d'autre part à restituer au sol les éléments fertilisants exportés par les récoltes et ceci afin de maintenir à un niveau acceptable la fertilité du sol.

VI.5.3. Les brise vents

L'installation d'un réseau de brise vent composé d'espèces bien adaptées à la région, et bien orienté permet de protéger les cultures contre les effets néfastes des vents surtout les vents secs et chauds.

VI.6. Les contraintes à la mise en valeur**VI.6.1. Les contraintes climatiques**

Le climat en tant que contraintes à la mise en valeur en irrigué, agit par trois principales composantes : les températures, les gelées et les vents. Le déficit pluviométrique enregistré dans la zone est compensé par l'irrigation. Reste à craindre les violents orages fréquents en automne et en hiver.

VI.6.2. Les contraintes édaphiques

L'étude des sols a fait ressortir certaines caractéristiques qui représentent des contraintes pour la mise en valeur en irrigué, il s'agit principalement du calcaire (total et actif), de la texture et la salure.

a) Le taux de calcaire

Qu'il soit actif ou total, le taux en cet élément dans les sols quand il est élevé constitue une contrainte sérieuse pour les cultures arboricoles et réduit la gamme des cultures maraîchères, il entraîne également une insolubilisation de certains éléments nutritifs (phosphore et fer) et favorise une augmentation du PH.

b) La texture

Les sols du périmètre présentent en général une texture fine, cette finesse favorise l'exclusion de nombreuses espèces arboricoles et de limiter la gamme des cultures maraîchères et industrielles.

c) La salure

La majorité des sols sont affectés par une faible salure, la conductivité électrique (CE) croît avec la profondeur du sol sans dépasser les valeurs limites.

Cette salure combinée à une texture fine favorise la limitation de certaines cultures maraîchères et arboricoles envisagées.

VI.7. La micro irrigation (irrigation localisée)**VI7.1. Définition, principe et origine :**

La micro irrigation (ou irrigation localisée) est une expression qui caractérise un certain nombre de techniques nouvelles (en particulier et principalement l'irrigation dite goutte à goutte) qui ont en commun les caractéristiques suivantes :

- Une alimentation en eau à proximité immédiate du système racinaire des plantes cultivées des plantes cultivées.
- L'utilisation souvent répétée et, à la limite, continue de faibles débits instantanés.
- La limitation de la surface humectée du sol à ce qui semble strictement nécessaire, à l'exclusion de la portion du sol qui ne porte pas de plantes.

C'est d'ailleurs la faiblesse des débits et des doses qui a conduit les Anglo-Saxons à désigner cette technique sous le vocable micro irrigation.

Des systèmes anciens d'inspiraient déjà plus ou moins de cette conception ceux dits à la raie en cuvettes mais ils nécessitaient beaucoup de main d'œuvre et conduisaient à un certain gaspillage de l'eau.

Aujourd'hui, grâce à la distribution sous pression, on a pu concevoir des systèmes qui peuvent être conduits facilement qui s'automatisent aisément et dont les pertes en eau sont négligeables.

VI.7.2. Dispositions générales

Bien que des dispositions un peu différentes puissent être envisagées, la disposition de principe de l'arrosage localisé est la suivante.

Une conduite principale (alimente sous faible pression), alimente plusieurs lignes secondaires (rampes) qui sont ou disposés au fond de rigoles très peu profondes tracées parallèlement aux rangées de plantation ou posées simplement sur le sol, en même suspendues au palissage.

Ces rampes sont perforées ou poreuses ou bien comportent des orifices dont l'espacement adopté dépend de la plantation. Ces orifices comportent un ajutage calibré avec brise-jet que nous désignerons sous le nom de goutteurs et dont il existe différentes conceptions.

VI.7.3. Avantages et inconvénients

Les succès des arrosages localisés et spécialement de la goutte à goutte est dû à un certain nombre d'avantages qui apparaissent nettement, à condition que l'installation soit bien conduite. Enumérons les divers avantages :

a) Efficience de l'eau

Peu de pertes par évaporation puisqu'il n'y a pas de trajectoire aérienne des gouttes d'eau, que le feuillage n'est pas humidifié inutilement, qu'une partie de la surface du sol reste sèche que la croissance des mauvaises herbes est très limitée et n'entraîne donc pas une consommation parasite.

b) Avantages agronomiques

L'humidité du sol au voisinage des racines reste constamment élevée sans empêcher une bonne aération du sol.

La fertilisation par des engrais incorporés à l'eau des goutteurs, cause de difficultés et de dépenses. Parmi les inévitables inconvénients potentiels qu'il faut chercher à éliminer a priori, nous en retiendrons deux principaux :

- L'obstruction des goutteurs :

Des particules de sable des dépôts lents d'argile ou de limon des précipitations chimiques, le développement de micro-organisme est les causes les plus souvent rencontrées

d'obstructions des orifices des goutteurs .Or cela provoqué une mauvaise répartition de l'eau, très nuisible aux cultures s'il n'u est porté remède.

Or le repérage et l'élimination des goutteurs obstrués sont longs et onéreux. Le meilleur moyen est de prévenir ces obstructions par une filtration de l'eau.

- Accumulation de sels :

Les eaux d'irrigation contiennent toujours plus ou moins de sels dissous. Les plantes prennent l'eau et la majorité des sels restent dans le sol.

Pendant la période d'irrigation, les sels sont peu à peu refoulés à la périphérie du bulbe humide, plus spécialement près de la surface du sol .Une pluie légère risque alors de les entraîner vers les racines, ce qui est très dommageable.

Certes, on peut lutter contre l'accumulation de sels en apportant un excès d'eau par rapport à la consommation de la plante, on lessive ainsi une grande partie des sels et on les déplace en dessous de la zone racinaire .Mais le procédé le plus efficace, surtout dans les régions où la pluviométrie naturelle est trop faible ($P < 200$ mm).

C) Avantages cultureux

Les activités culturelles ne sont pas gênées par les arrosages. Ces activités sont d'ailleurs très réduites car il n'y a pas d'écroûtages en surface, peu de mauvaises herbes, peu de tassement en profondeur et pas de ruissellement en surface donc pas d'érosion.

Cette technique est compatible avec les cultures faites sous paille ou paillage plastique les rampes se trouvent sous la couverture.

d) Avantages économiques

Le prix de revient est très influencé par l'espacement des lignes :

- S'il s'agit de cultures à grands espacements, le prix de revient est nettement moins élevé que celui d'autres réseaux fixes, comme l'aspersion, à niveau d'automaticité égal.
- Lorsque la distance entre les lignes descendent en dessous de 3 m, le coût s'élève beaucoup et une étude s'impose.

En ce qui concerne le coût d'exploitation, il est peu élevé à noter la faible pression nécessaire.

La méthode se prête en effet à une grande automatisation éliminant une grande partie des frais de main-d'œuvre. Cependant pour une exploitation économique et aisée, il faut éliminer les obstructions des petits orifices.

E) Difficulté à déterminer le volume minimal du sol à humidifier

Le développement racinaire se limitant à la zone humidifiée, la croissance optimale de la culture globale exige l'humidification d'un volume minimum de sol.

Il apparaît que les dimensions de ce volume sont liées à différentes variables et, plus spécialement, au débit des goutteurs, à leur distance et à la nature du sol.

Comme il est très difficile, une fois le projet réalisé, d'en modifier les données, il importe de déterminer ces données avec soin pour avoir le début une répartition qualitative et quantitative de l'eau satisfaisante.

En fin, on peut noter le risque d'une quatrième difficulté si la région est soumise à des vents forts, il y a érosion éolienne dans la partie sèche des interlignes et la poussière soulevée peut venir recouvrir les cultures et les endommager.

Conclusion

On conclut dans ce chapitre que le choix des techniques d'irrigation reliées par plusieurs paramètres mais par des conditions techniques et des conditions économiques.

CHAPITRE VII:

Adduction

Et

Pompage

Introduction

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et l'approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus, toute une raison de l'accroissement de la population et son niveau de vie accéléré et des techniques industrielles modernes.

Les pays en voie de développement qu'ils n'ont des ressources en eau considérables dont l'Algérie fait partie, souffrent d'un déficit notable qui est du en générale au causes suivantes :

Une pluviométrie annuelle faible selon les périodes.

Risque de sécheresse n'étendant sur plusieurs années.

Baisse des nappes qui est du à la surexploitation

Dans les moyennes des cas on ne trouve pas de l'eau sur la surface moins on trouve dans les forages et les nappes et pour l'extraire il faut avoir des pompes qui ont un rôle très important dans **AEP** (captage, transfert d'eau

L'objectif essentiel du travail consiste au dimensionnement d'une station de pompage de la première élévation vers un réservoir d'eau traitée avec tous les détails (l'emplacement de la station, conception, calculs des hauteurs, calculs des débits).

IV.1-Dimensionnement de la bache de stockage

A partir du calcul des besoins en eau on peut tirer le débit caractéristique (mois de pointe) avec :

-la surface 500 hectares

- $Q_{moy}=570 \text{ l/s}=0,57\text{m}^3/\text{s}$

- $Q_{moyj}=49248\text{m}^3/\text{j}$

a- volume de la bache

le volume de la bache de stockage égale au débit total qui arrive en temps déterminé.

$$V_t=Q*T$$

v_t : volume de la bache en (m^3).

Q : débit total qui arrive à la station de pompage.

T : temps de stockage des eaux dans la bache pendant l'arrêt des pompes, pour notre projet on pose que la station de pompage fonctionne 2h

Donc on fixe $t=2$ heure.

$$V_t = 0,57 * 2 * 3600 = 4104 \text{ m}^3$$

Le volume totale de la bache sera $v = 4104 \text{ m}^3$

b-surface de la bache

on a $S = V/H$ et la forme de la bache est rectangulaire.

S : la surface de la bache en (m^2).

V : volume de la bache en (m^3).

H : la hauteur de la bache en (m), on fixe cette hauteur à $H = 5 \text{ m}$.

$$S = 4104/5 = 820,8 \text{ m}^2$$

c-longueur et largeur de la bache

on a $S = B * L$

B : la largeur de la bache en (m).

L : la longueur de la bache en (m).

On fixe $L = 30 \text{ m}$ on trouve $B = 27,36 \text{ m} \approx 27,5 \text{ m}$

Tableau VII.1: Dimensions de la bache d'aspiration

Dimensions	La bache
Volume (m^3)	4104
Hauteur(m)	5
Surface (m^2)	820,8
Longueur(m)	30
Largeur(m)	27,5

VII.2-Profil en long et emplacement de la conduite

Le collecteur de refoulement représente la conduite reliant la station de pompage et le bassin d'assainissement par contre le collecteur d'aspiration est celui qui raccorde la station de pompage à la bache d'aspiration.

Pour notre projet :

La longueur du collecteur d'aspiration $L_{\text{Asp}} = 9 \text{ m}$

La longueur du collecteur de refoulement $L_{\text{Ref}} = 2350 \text{ m}$

VII.3-Calcul de la hauteur d'élévation et du débit calculé d'équipement

VII.3.1-Calcul du débit forcé

Le débit forcé c'est le débit caractéristique de La culture la plus exigeante c'est Tournefol en au mois de juillet ($B_{\text{net}} = 219,48 \text{ mm.}$).

$$Q_F = 0,57 \text{ m}^3/\text{s}$$

VII.3.2-Calcul de la hauteur d'élévation

$$H_{CAL} = h_{asp} + h_{ref} + \sum h_{asp} + \sum h_{ref} + P_{exh}$$

Avec :

- $\sum h_{asp}$: Pertes de charges à l'aspiration (m)
- $\sum h_{ref}$: Pertes de charges au refoulement (m)

P_{exh} : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur)

$$P_{exh} = (1, 0 \div 1.5) \text{ m.c.e} \quad \text{on prend: } P_{exh} = 1 \text{ m}$$

$$H_{CAL} = Hg + \sum h_p + P_{exh}$$

- On a la hauteur géométrique

$$Hg^{MAX} = \nabla_{\max} - \nabla_{PBE}$$

$$Hg^{MIN} = \nabla_{\max} - \nabla_{PHE}$$

$$\Rightarrow Hg^{MOY} = \frac{1}{2} \times (Hg^{\max} + Hg^{\min})$$

D'après le graphique des variations du plan d'eau de l'oued on a :

$$\nabla_{PBE} = 94 \text{ m} \quad \nabla_{PHE} = 99 \text{ m}$$

Le niveau de radier de RET est : $\nabla^{RET} = 105 \text{ m}$

$$Hg^{MAX} = \nabla_{\max}^{RET} - \nabla_{PBE} = 105 - 94 = 11 \text{ m}$$

$$Hg^{MIN} = \nabla_{\max}^{RET} - \nabla_{PHE} = 105 - 99 = 6 \text{ m}$$

Donc :

$$Hg^{MOY} = \frac{1}{2} \times (Hg^{\max} + Hg^{\min}) = \frac{1}{2} \cdot (11 + 6) = 8,5 \text{ m}$$

La perte de charge totale:

Les données expérimentales ont montré que pour une conduite de 1000m de longueur circulant un débit $\leq 3 \text{ m}^3/\text{s}$, on admet une perte de charge $\Delta H = 4 \text{ m}$

Dans notre cas $Q_{EQ} \leq 3 \text{ m}^3 / \text{s} \Rightarrow \Delta H = 4 \text{ m}$

Donc les pertes de charges sont :

$$\sum h_p = (L_{asp} * 4 + L_{ref} * 4) / 1000 = 9,44 \text{ m}$$

$$H_{cal, \max} = h_a + h_r + \sum h_p(asp) + \sum h_p(ref) + P_{exh}$$

$$H_{cal, \min} = h_a + h_r + \sum h_p(asp) + \sum h_p(ref) + P_{exh}$$

$$H_{cal, \max} = 11 + 9,44 + 1 = 21,44 \text{ m}$$

$$H_{\text{cal min}} = 6 + 9,44 + 1 = 16,44\text{m}$$

$$H_{\text{cal moy}} = \frac{21,44 + 16,44}{2} = 18,94\text{ m}$$

En résumé :

$$H_{\text{calmoy}} = 18,94\text{m}$$

$$H_{\text{calmax}} = 21,44\text{m}$$

$$H_{\text{calmin}} = 16,44\text{m}$$

VII.3.3-Choix du nombre de pompe

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit forcé, généralement sur la base des données du graphique de la demande que l'on peut déterminer le nombre de pompes : $n = 2p + 1$

Mais dans notre cas le nombre de pompes varie avec le type de catégorie de la station de pompage $n = np + 1$

- Le type de pompe est déterminé en fonction du débit pompé et H_c ,

- Le nombre de pompes nécessaire, déterminé de la façon suivante :

On varie le type de catégorie de la station de pompage.

$n = 2p + 1$ Ou :

n : nombre de pompes installés

p : nombre de pompe choisis

Le chiffre 1 veut dire qu'on a une pompe de secours installée.

VII.3.4-Choix des pompes

Le choix des pompes se fait en tenant compte de la hauteur manométrique calculée précédemment $H_{\text{mt}} = 18,94\text{m}$ et du débit forcé $Q_F = 0,57\text{ m}^3/\text{s}$,

Sachant que :

Le nombre de pompe soit minimal ; meilleur rendement ; puissance absorbée minimal et $(\text{NPSH})_m$ minimal.

a)- Critères du choix du type pompe

1-elles doivent assure HC et Q_{cal} .

2-meilleur rendement.

3-cambrement faible, poids faibles.

4-vitesse de rotation forte.

5-anticavitationnelle.

6- P_{abs} minimale.

7-répond à la construction la plus économique du bâtiment

8- être fabriquée en série.

On utilise le Caprari pour cette la hauteur manométrique calculée précédemment $H_{mt} = 18,94m$ et du débit forcé $Q_F = 0,57 m^3/s$, pour trouvée le type de pompe et leurs caractéristiques :

b)-les diagramme de choix de type de pompe

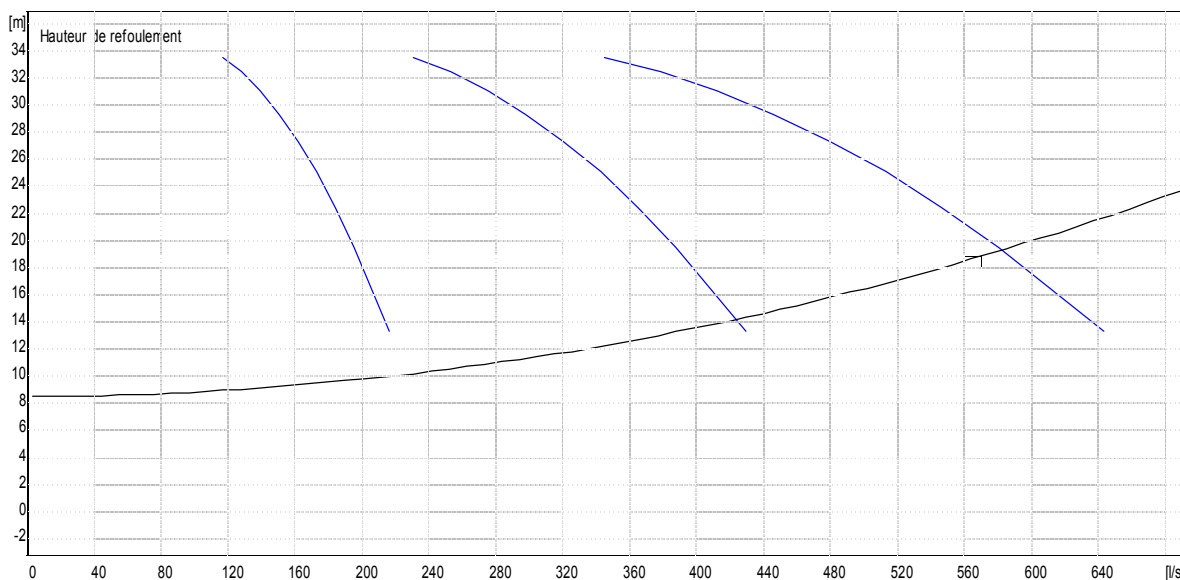


Figure VII-1 : courbe sélectionne pour chaque série(Q/H)

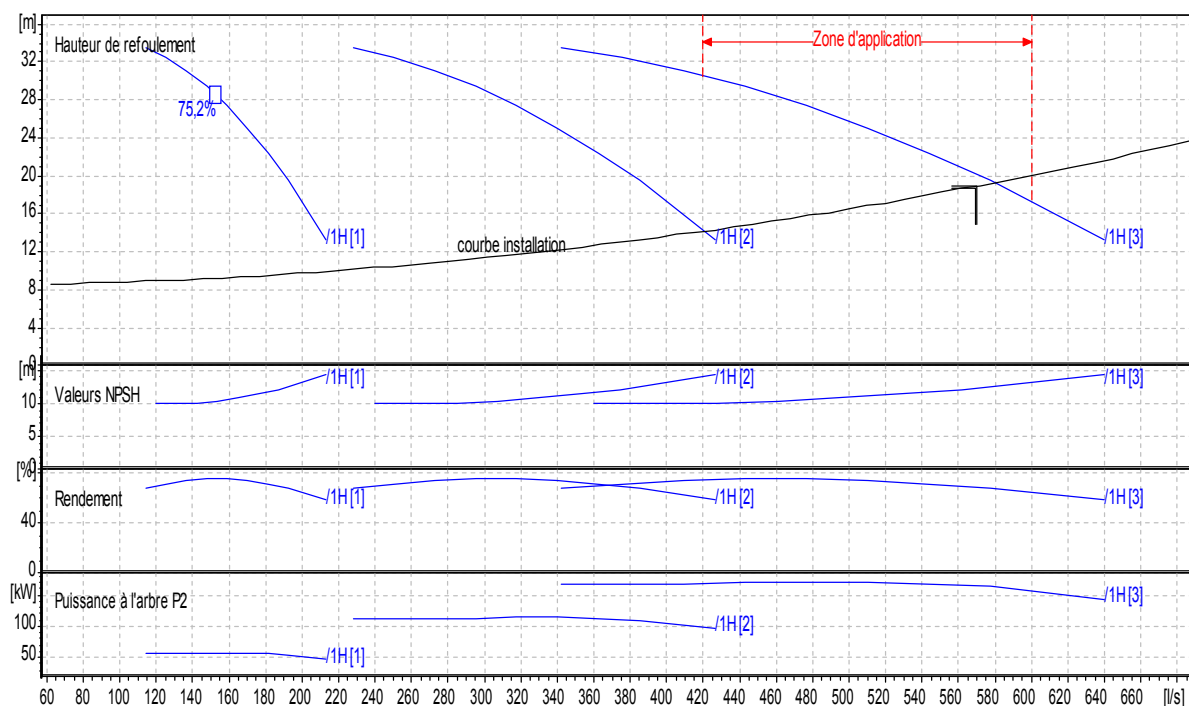


Figure VII-2 : courbe sélectionnée

c)-les caractéristiques de groupe électropompe**➤ la pompe**

- La référence : E18S64/1H + MC880
- Pompe immergée semi-axiale.
- Corps d'aspiration, de refoulement et diffuseurs : en fonte.
- Roues : en bronze, bloquées sur l'arbre par des douilles coniques en acier inoxydable.
- Arbre : en acier inoxydable, guidé aux extrémités et au niveau de chaque diffuseur par des paliers protégés contre la pénétration de sable.
- Accouplement, visserie, crépine et gouttière de protection des câbles en acier inoxydable.
- Clapet de retenue : incorporé, avec orifice à bride, doté de contre-bride.
- Peinture: homologuée pour eau potable.

➤ -Moteur électrique

- Asynchrone, triphasé, lubrifié par le liquide interne.
- Rotor en court-circuit.
- Stator : rebobinable, en fil de cuivre revêtu par une gaine en matériau hydrofuge à haut degré d'isolement spécifique au fonctionnement à bain d'eau.
- Chemise du stator : en acier inoxydable.
- Paliers supérieur et inférieur : en fonte.
- Arbre : en acier inoxydable guidé par des paliers en bronze.
- Butée : type Michell, à patins oscillants.
- Membrane de dilatation pour l'équilibrage entre la pression interne et externe.
- Visserie : en acier inoxydable.
- Peinture : homologuée pour eau potable.

Données techniques / Caractéristiques

Q	193,3 l/s
H	19,3 m
n. poles	2
Fréquence	50 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	59 kW

Tension	400 V
Diamètre refoulement	DN230
Max. diamètre	445

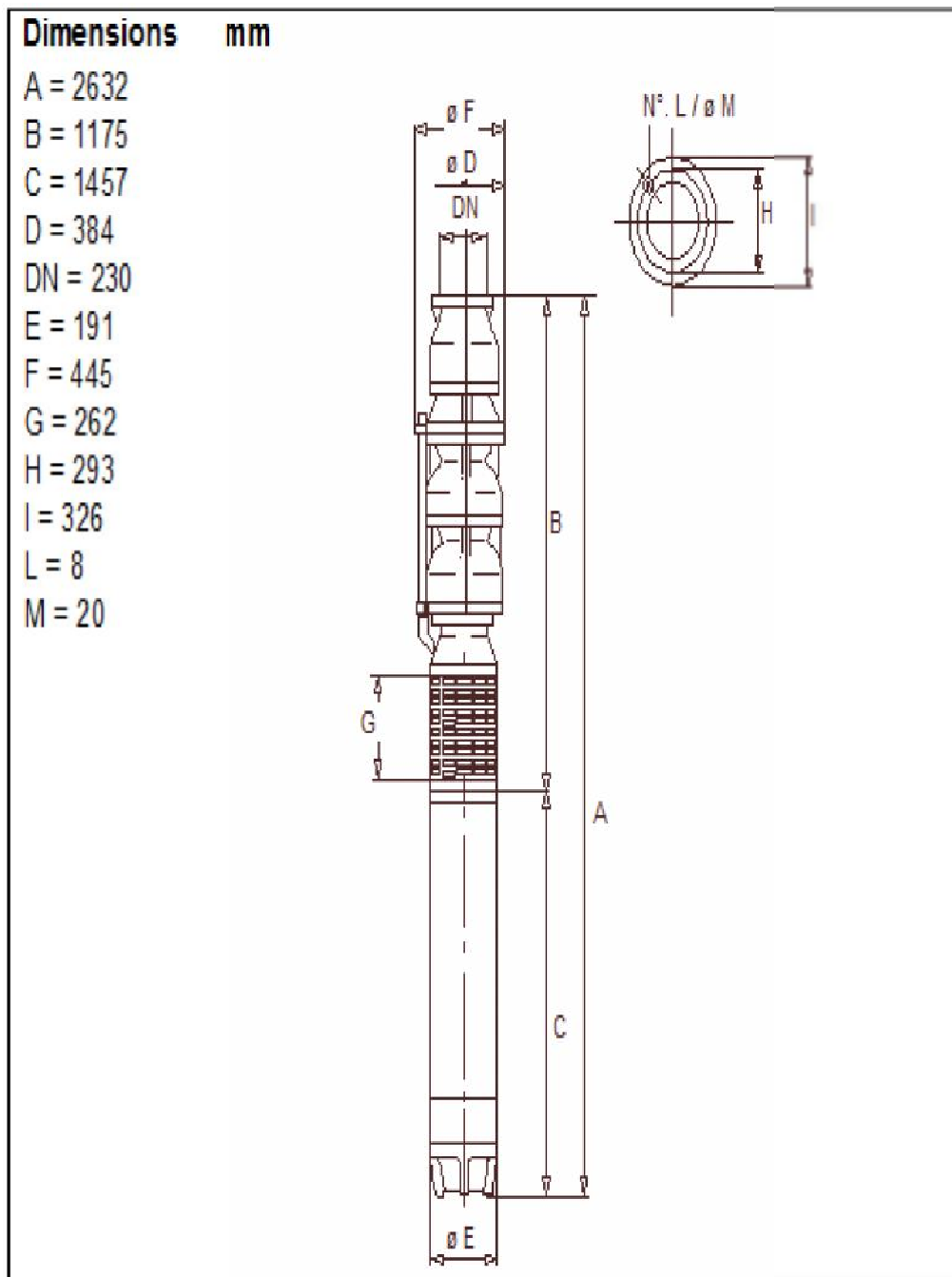


Figure VII-3 : le schéma explicatif de la pompe

caprari	
Modena - Italy	
E18S64/1H + MC880	
Caractéristiques requises	
Débit	570 l/s
Hauteur de refoulement	18,9 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3
Caractéristiques de la pompe	
Débit	193 l/s
Hauteur de refoulement	19,3 m
Puissance absorbée	54,2 kW
Rendement	67,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	26,9 m
Orif. de refoulement	230 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	59 kW
Courant nominal	115 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	8
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	496 kg

Figure VII-4 : Caractéristiques de groupe électropompe

d)-choix des pompes de secours

On a :

Si $n < 4$ donc $n' = 1$

Si $4 < n < 6$ donc $n' = 2$ donc $n' = 1$

Si $n > 6$ donc $n' = 3$

VII.4.Détermination du diamètre économique de refoulement

Ces conduites en charge sont destinées à transporter l'eau à partir de la station de pompage jusqu'au de stockage, en concédèrent les critères suivants:

1/ l'investissement : le nombre de collecteur de refoulement dépend de l'étude technico-économique. Cette étude est basée sur la longueur de refoulement et le nombre d'accessoires.

2/ Type de matériau et le nombre des pompes installées (les diamètres doivent être calculé par une étude technico-économique).

3/ On choisit le tracé de la conduite en charge en minimisant la distance et le nombre de retour au plan horizontal ou au plan vertical.

4/ la pente de la conduite de refoulement $I < 0,001$ allant de la station de pompage vers la conduite de refoulement.

5/ distance entre deux collecteurs d_c :

Si : $D_r \leq 400mm$; $d_c = 0,7m$.

Si $D_r = (400 \text{ à } 1000)$; $d_c = 1m$.

Si $D_r > 1000mm$; $d_c = 1,5m$.

6/ Si $L_r \leq 300m \Rightarrow$ le nombre de collecteurs de refoulement égal au nombre des pompes installées, si non il faut faire le choix du nombre en faisant une étude technico-économique de la variante.

Nous on a $L_r = 2350m$ donc le nombre collecteurs de refoulement égal au nombre des pompes installées ;

$N_c = 3$ collecteurs

7/ les conduites de refoulement doivent êtres équipées : des vannes, des brides de raccordement, de divergents, de ventouses, des joins et d'un dispositif de vidange.

8/ Il faudra respecter les fourchettes de vitesses suivantes :

- Si $Da < 250\text{mm}$ il faut que $V_r = (1 - 1,5) \text{ m/s}$
- Si $300 \leq Da \leq 800\text{mm}$ il faut que $V_r = (1,2 - 2) \text{ m/s}$
- Si $Da > 800\text{mm}$ il faut que $V_r = (1,8 - 3) \text{ m/s}$

Dans notre cas on a $Da < 250\text{mm}$ donc il faut prendre $V_r = (1 - 1,5) \text{ m/s}$

D'autre part on a :

$l_{tr} \geq 2D_r$ et on a $D_r = 230 \text{ mm}$

$$d_r = 0,25 D_r = 57,5 \text{ mm}$$

$$l_d = (3,5 - 4)(D_r - d_r) = 603,57\text{mm}$$

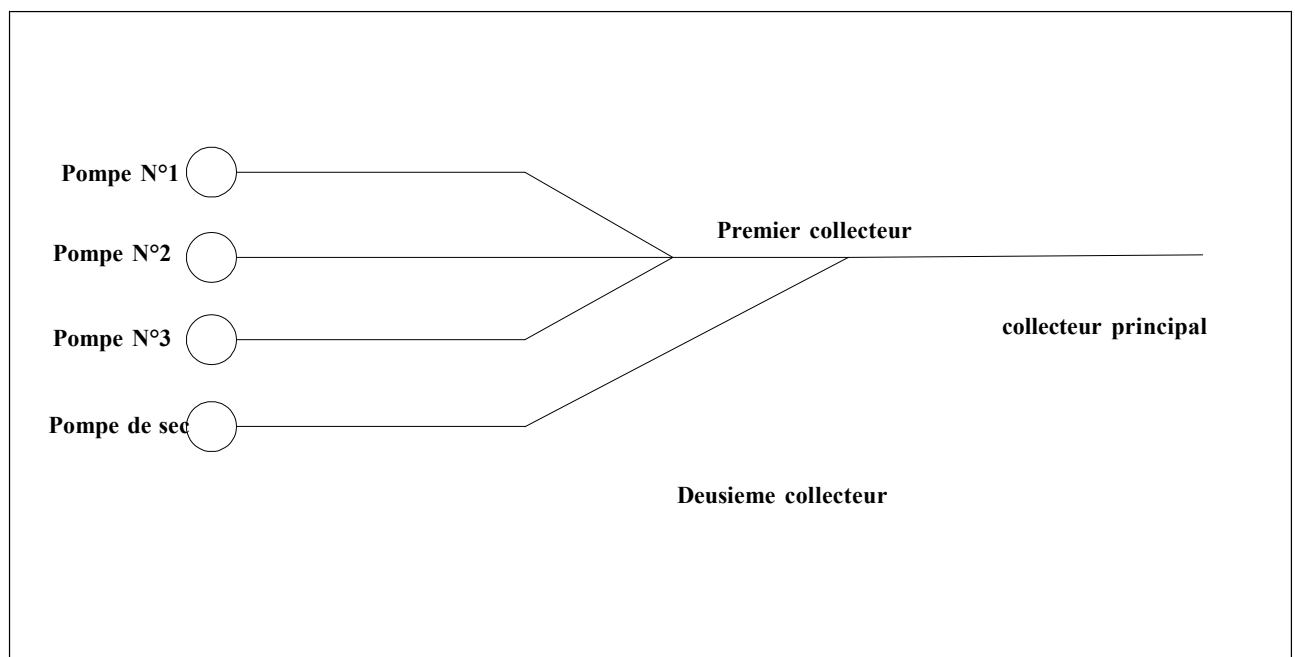


Figure VII-5 : Schéma de raccordement des collecteurs

Le diamètre de la conduite de refoulement est déterminé après avoir fait une étude technico-économique qui est basée sur plusieurs paramètres et pour la détermination de ce diamètre, il faut avoir quelques données à l'instar de :

- le graphique de pompage de la demande.
- le nombre de pompes et leurs débits d'équipement.
- le nombre de collecteur et de leurs matériaux.
- Schéma de raccordement des pompes.
- Prise de mètre linéaire de conduite.
- Prix de l'énergie électrique.

a)-Rendement de la station de pompage :

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

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

Avec :

η_{st} : Rendement de la station de pompage

η_p : Rendement de la pompe choisie = 0,672

η_m : Rendement du moteur électrique = 0,94

η_{tr} : Rendement de transmission = 1

$\eta_{res,elec}$: Rendement du réseau électrique = 0,99

$$\eta_{sp} = 0,672 \cdot 0,94 \cdot 1 \cdot 0,99 = 0,726 = 62,54 \% \quad \eta_{sp} = \mathbf{62,54 \%}$$

On envisage plusieurs variantes des conduites de différents diamètres, et pour comparer ces différentes variantes on utilise la formule suivante :

$$K_{ri} = C_i * T_{int} + K_i$$

K_{ri} : Dépenses réduite annuelle en DA.

K_i : Investissement de pose des conduites en DA.

Tableau VII.2: les valeur de K_i en DA ($D \leq 700$ mm)

D (mm)	40	50	65	80	125	150	200	250	300	350	500	600
Ki (DA)	180	180	190	200	210	225	250	300	387	440	510	720

Tableau VII.3: les valeur de K_i en DA ($D \geq 700$ mm)

D(mm)	700	800	900	1000	1100	1150	1200	1300	1400	1500	1050
Ki(DA)	1050	1180	1600	1720	2000	2100	2180	2240	2240	2300	1820

T_{int} : Taux d'intérêt hydraulique= (10 – 12,5) %

C_i : Charge annuelle d'exploitation et amortissement en DA.

$$C_i = PE_i + a \cdot K_i$$

Avec :

P : Prix d'énergie électrique d'un Kw heure en DA.

Dans notre projet on prend $P=4,17$ DA (SONELGAZ).

E_i : Valeur des pertes d'énergie annuelles en DA.

a : Taux d'amortissement du capital tel que $a=3\%+1,7\%$

Avec 1,7% : Taux d'amortissement des dépenses d'entretien donc $a=4,7\%$

$$E = \frac{\zeta g \cdot Q_{cl} \cdot \sum hp \cdot T \cdot Th}{10 \cdot \eta_{sp}}$$

Avec :

ζ : masse volumique de l'eau.

Q_{cl} : Débit collecté débit moyen en m^3/s .

η_{sp} : Rendement de la station de pompage tel que

$$\eta_{sp} = 62.54\%$$

$\sum hp$: Pertes de charges de coté refoulement.

$$\sum hp = \sum hp^{sin}_r + \sum hp^{lin}_r$$

Avec : $\sum hp^{sin}_{ref} = (1,05 - 1,1) \cdot \sum hp^{lin}_{ref}$

Et $\sum hp^{lin}_{ref} = J \cdot L$

J : le gradient hydraulique, il est en fonction de la vitesse d'écoulement :

$hp^{lin}_{ref} = 1000 \cdot i \cdot l$; i : pente hydraulique

-Si $V < 1,2 \text{ m/s}$ \longrightarrow $J = \frac{0,0014 \cdot Q_c^2}{D_{ref}^{5,3} \left(1 + \frac{0,867}{v}\right)^{0,3}}$

-Si $V \geq 1,2 \text{ m/s}$ \longrightarrow $J = \frac{0,001735 \cdot Q_c^2}{D_{ref}^{5,3}}$

On a $V = \frac{Q_c}{S} = \frac{4 \cdot Q_c}{\pi \cdot D^2}$. On fixe la vitesse et on calcul le diamètre d'approximation.

T : nombre de jour de pompage en une année.

NB : nombre d'heure de pompage par jour, dans notre projet on prend $T=2h/j$.

Donc le tableau suivant qui nous pour déterminer le diamètre économique pour notre réseau. Prenant en considération plusieurs critères.

Tableau VII.4 : Calcul des pertes de charges

Diam (mm)	Vitesse (m/s)	Pente i	hp (m)
40	71,66	26,327	4312,340
50	45,86	9,701	1589,050
65	27,14	2,999	491,309
80	17,91	1,185	194,046
100	11,46	0,437	71,504
125	7,34	0,161	26,348
200	2,87	0,020	3,218
250	1,83	0,007	1,186
300	1,27	0,003	0,524
350	0,94	0,002	0,263
400	0,72	0,001	0,145
500	0,46	0,000	0,053
600	0,32	0,000	0,024
700	0,23	0,000	0,012
900	0,14	0,000	0,004
1000	0,11	0,000	0,002
1050	0,10	0,000	0,002
1100	0,09	0,000	0,002
1150	0,09	0,000	0,001
1200	0,08	0,000	0,001
1300	0,07	0,000	0,001
1400	0,06	0,000	0,001
1500	0,05	0,000	0,000

Tableau VII.5: Détermination du diamètre économique de refoulement

Diam (mm)	Vitesse (m/s)	Ki (Da)	\square hp (m)	Ei (Kw.h)	PE (DA)	aKi (Da)	Ci	Kri = Ki+T.Ci
40	71,66	180	4312,340	449897458,31	4,17	8,46	1799589841,69	1,80E+08
50	45,86	180	1589,050	87572546,51	4,17	8,46	350290194,52	3,50E+07
65	27,14	190	491,309	27076057,05	4,17	8,93	108304237,13	1,08E+07
80	17,91	200	194,046	10693876,80	4,17	9,4	42775516,58	4,28E+06
100	11,46	210	71,504	3940576,64	4,17	9,87	15762316,42	1,58E+06
125	7,34	250	26,348	1452059,39	4,17	11,75	5808249,31	5,81E+05
200	2,87	300	3,218	177317,49	4,17	14,1	709284,06	7,12E+04
250	1,83	387	1,186	65339,56	4,17	18,189	261376,41	2,65E+04
300	1,27	440	0,524	28901,43	4,17	20,68	115626,39	1,20E+04
350	0,94	510	0,263	14501,05	4,17	23,97	58028,16	6,31E+03
400	0,72	570	0,145	7978,91	4,17	26,79	31942,42	3,76E+03
500	0,46	720	0,053	2940,14	4,17	33,84	11794,40	1,90E+03
600	0,32	860	0,024	1300,50	4,17	40,42	5242,43	1,38E+03
700	0,23	1050	0,012	652,52	4,17	49,35	2659,41	1,32E+03
900	0,14	1180	0,004	211,97	4,17	55,46	903,35	1,27E+03
1000	0,11	1600	0,002	132,30	4,17	75,2	604,40	1,66E+03
1050	0,10	1720	0,002	106,36	4,17	80,84	506,26	1,77E+03
1100	0,09	1820	0,002	86,37	4,17	85,54	431,02	1,86E+03
1150	0,09	2000	0,001	70,79	4,17	94	377,18	2,04E+03
1200	0,08	2100	0,001	58,52	4,17	98,7	332,78	2,13E+03
1300	0,07	2180	0,001	40,91	4,17	102,46	266,08	2,21E+03
1400	0,06	2220	0,001	29,36	4,17	104,34	221,79	2,24E+03
1500	0,05	2300	0,000	21,56	4,17	108,1	194,36	2,32E+03

D'après le tableau VII-5, les frais d'exploitation minimaux sont donnés pour les diamètres 600mm et 700mm et on a la vitesse pour le diamètre :

$$V = (4 \cdot Q) / (3 \cdot 14 \cdot D^2), Q = 0,57 \text{ m}^3/\text{s}$$

-pour D=600mm on a $V = 2.02 \text{ m/s} > 2 \text{ m/s}$

-pour D=700mm on a $V = 1.48 \text{ m/s}$ donc $1.2 < V < 2$ on prend le diamètre économique D=700 mm.

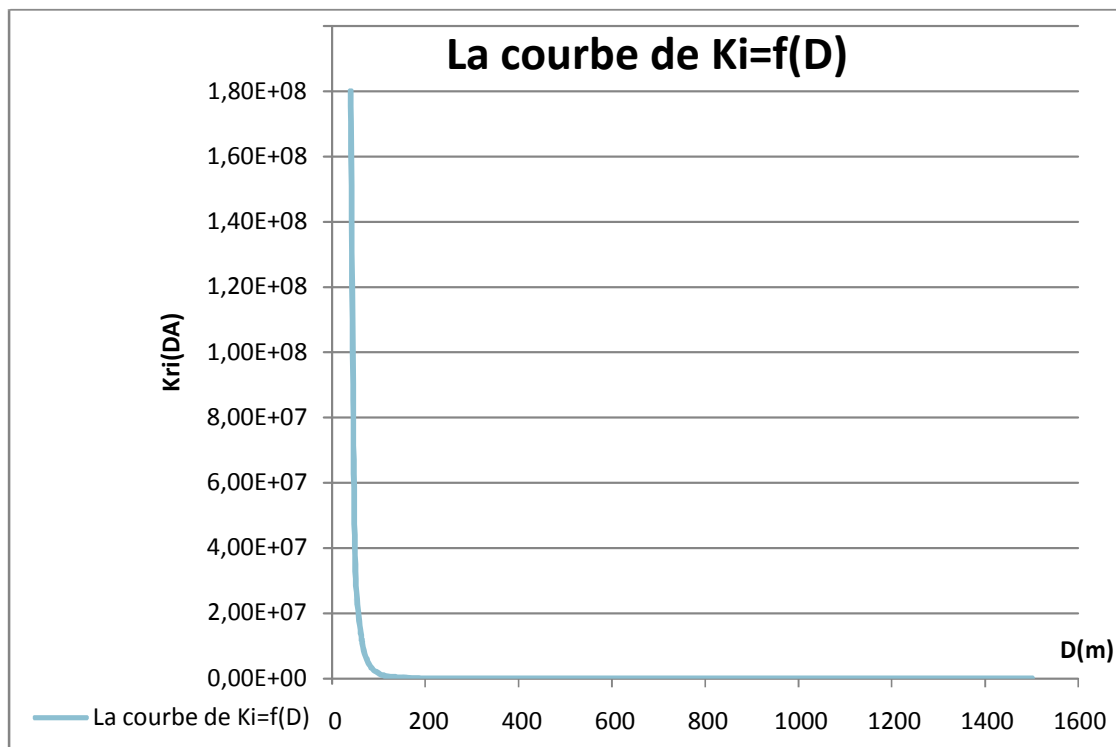


Figure VII-6 : La courbe de $K_i=f(D)$

Tableau VII.6: Les diamètres approximatif

Q(m ³ /S)	0,5	1	2	4	9	16	25	50
D(m)	0,7	0,9	1,2	1,5	1,9	2,5	3	4

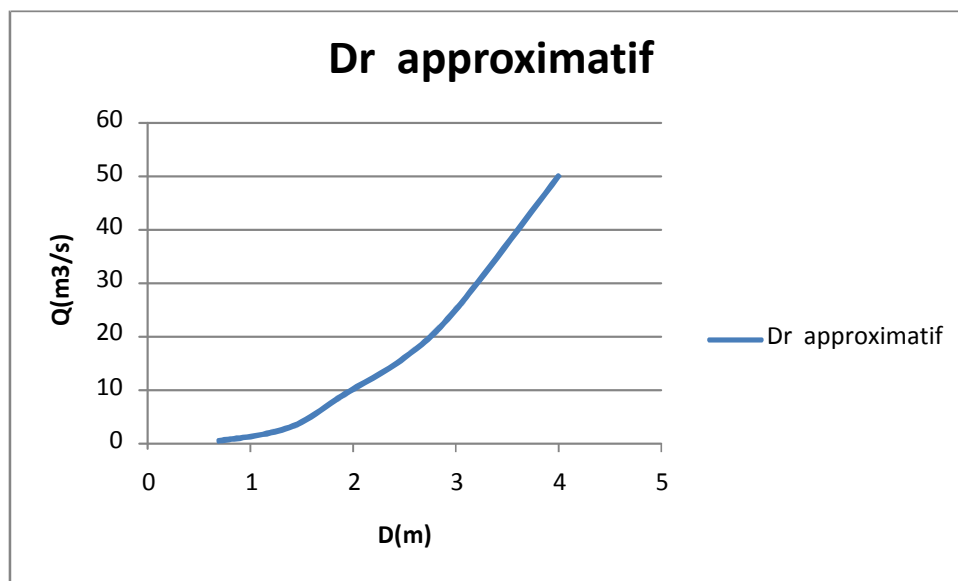


Figure VII-7 : La variation de diamètre approximatif avec le débit

b)-Calcul de la vitesse

$$\text{On a : } V = \frac{4.Q_{ec}}{\pi.D_{ec}^2}$$

Si $D_{ec} < 250\text{mm}$ \longrightarrow $V_r = (1 \text{ à } 1,5) \text{ m/s.}$

Si $D_{ec} = (300 \text{ à } 800)\text{mm}$ \longrightarrow $V_r = (1,2 \text{ à } 2) \text{ m/s.}$

Si $D_{ec} > 800\text{mm}$ \longrightarrow $V_r = (1,8 \text{ à } 3) \text{ m/s.}$

Dans notre cas on a un $D_{ec} = 700\text{mm}$ ce qui donne V_r entre $(1,2 \text{ à } 2) \text{ m/s.}$

Nous on va prendre : $V_r = 1,48 \text{ m/s.}$

VII.5-Dimensionnement du réservoir de stockage

a). Les réservoirs

Pour assurer une irrigation en continue, et pour que le réseau de soit alimenté, réservoir de stockage s'avère inévitable,

Et pour dimensionnement ce dernier, on a les données suivantes :

- Le besoin maximum journalier = 7,32 mm/jour
- La fréquence d'arrosage = 17 jours/mois
- La durée d'arrosage = 6,625 h/j
- La surface totale = 500 ha

$$B = (B_{max} * S_{Perimeter})$$

$$V = S_R * H$$

$$D = \sqrt{\frac{(4 * s)}{\sqrt{3}}}, 14$$

$$R = D/2$$

Le réservoir de serait de forme circulaire et ses dimensions sont mentionnées dans le tableau VII-7

Tableau VII-7 : les dimensions des réservoirs de stockage

Le besoin (m ³ /h)	Volume journalier (m ³)	Hauteur réservoir(m)	Le rayon (m)	observations
1525	10103,125	6	24	Très grand
Augmente les nombre des réservoirs à 6				
Nbre réservoirs	Volume journalier (m ³) chaque réservoir	Hauteur réservoir(m)	Le rayon (m)	observations
6	1683,85	6	10	acceptable

b).Les conduits à l'entrer des réservoirs

Nous avons 6 réservoirs

-volume de chaque réservoir = 1683,85 m³

-débit d'entrer de chaque réservoir =254,16 m³/h=0,0706 m/s

- la vitesse de refoulement $V_r=1,48$ m/s

$$V = \frac{4.Q_c}{\pi.D_{ec}^2} \longrightarrow D^2 = \frac{4.Q_c}{\pi.V}$$

Tableau VII-8 : les dimensions les conduit entres les réservoirs des stockages

N°RESERVOIR	Débit cumul (m ³ /s)	Diamètre de conduit (mm)	La longueur du conduit (m)
6	0,0706	246	20+2
5	0,1412	349	20+2
4	0,2118	427	20+2
3	0,2824	493	20+2
2	0,353	551	20+2
1	0,4236	604	-
Conduit principale	-	700	2350

c).Les conduits à la sortie des réservoirs

a la sortie des réservoirs la même dimensionnements dans le tableau VII-8 pour raccorde la conduit principale du périmètre.

- La longueurs de la conduit réservoirs-périmètre=2880 m
- Le besoin maximum journalier =7,32 mm/jour
- La fréquence d'arrosage =17 jours/mois
- La durée d'arrosage =6,625 h/j
- La surface totale = 500 ha
- Le debit de la conduit réservoirs-périmètre=1525 m³/h=0,4236m³/s
- D'après la formule de « Bonin » le diamètre de la conduite principale est :

$$\varnothing = \sqrt{Q}$$

Q ; débit en m³/s

$$\varnothing = \sqrt{0,4236} = 651 \text{ mm.}$$

On choisit un diamètre commercialisable de **700 mm**

Conclusion

dans ce chapitre, on s'est intéressé au dimensionnement des différents organes du réseau d'irrigation , en passant par la station de pompage puis conduite de refoulement et réservoirs des stockages, vers la conduite principale qui alimente les conduites secondaires.

CHAPITRE VIII:
Calcul du réseau
d'irrigation

Introduction

L'irrigation est l'application de l'eau au sol dans le but de combler le déficit en eau, ce moyen donne les conditions favorables pour la croissance des plantes.

Quelque soit l'origine de l'eau (cours d'eau naturel, nappe souterraine, eau de barrage) et son mode de transport (canaux, conduite sous pression), le problème qui se pose est comment répartir cette eau sur le sol de façon, à ce que les plantes en tirent le maximum de profit. Cependant le moyen de répartition de l'eau sur le sol ne doit pas toujours répondre à ce critère d'une production maximale, donc on doit essentiellement envisager un choix minutieusement détaillé du mode d'irrigation et de la technique d'arrosage à compatibilité avec les contraintes de la région d'étude.

VIII.1. Dimensionnement du réseau d'irrigation localisée**VIII.1.1. Données générales***** Cultures****- figuier**

- Espacement entre arbres : 5m
- Espacement entre arbres rangs : 5m
- Caractéristique de goutteur
- Débit nominale : 4l/h
- Pression nominale : 10mce
- Espacement des goutteurs : 1m

• Caractéristiques des conditions climatiques

Besoin en eau journaliers : 7,32 mm/j

• Caractéristique des données de bases

La superficie de cette parcelle est de 15 ha (L = 500 m, l = 300 m), on partage cet îlot en huit postes de dimensions 1,875ha (L = 150, l = 125).

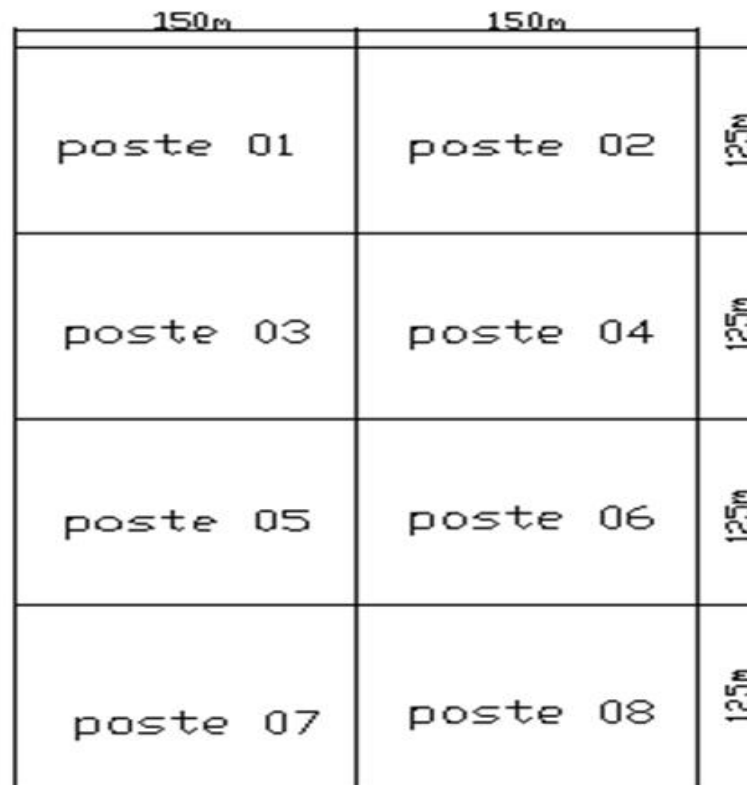


Fig. VIII.1 : Décomposition d'îlot

- Temps maximum journaliers de travail : 8 h / 24 h.

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

VIII.1.2.1. Influence du taux de couverture du sol

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

Le coefficient K_r est donné par plusieurs formules comme :

- La formule de 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 :

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

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

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

On prend le ($K_r = 0.71$),

Irrigation traditionnelle demanderait pour le mois de pointe et m $M_{\text{pointe}} = 7,32 \text{ mm/jour}$
(Tableau des besoins en eau).

En irrigation localisée les besoins se réduisent à

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

$$ETM_r = 7.32 * 0,71 = 5.2 \text{ mm}$$

VIII-1-2-2 Réserve facilement utilisable RFU

$$RFU = (H_{cc} - H_{pf}) * Z * P / 100 = RFU$$

Avec :

H_{cc} = humidité volumique du sol à la capacité aux champs.

H_{pf} = humidité volumique du sol au point de flétrissement.

Z = profondeur du sol considéré (zone racinaire) en m.

P = volume du sol humidifié exprimé en pourcentage du volume total.

P est donné par la relation suivante :

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

D'où :

n : Nombre de pointe de distribution par arbre.

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

S_h : Largeur de la bande humidifiée.

S_r : Ecartement entre rangs d'arbre.

S_a : Espacement des arbres sur les rangs.

$P\%$: Pourcentage du sol humidifié.

$Z = 1,2 \text{ m}$ pour les Figuier ; Z : profondeur d'enracinement

Donc : $RU = 317,52 \text{ mm}$

$$H_{cc} = 35 \% \quad da = 1,47$$

$$H_{pf} = 17 \%$$

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

$$RFU = \frac{2}{3} * 317,52 = \mathbf{211,68 \text{ mm.}}$$

VIII.1.2.3. Pourcentage de sol humidifié

$$q_g = 4l / h$$

$$e_g = 1m$$

$$e_r = 5m$$

D'après l'annexe : $P = 32 \%$

VIII.1.2.4. Dose nette

$$D_{nette} = RFU * P = 211,68 * 0,32 = 67,74mm$$

VIII.1.2.5. Dose brute

C'est le volume d'eau d'irrigation nécessaire en pratique D_{nette} et D_{brute} sont liées par l'équation suivante la dose brute d'arrosage dépend en fait de l'uniformité de l'irrigation et de l'efficacité du réseau.

$$D_{brute} = \frac{D_{net}}{C_u * C_{eff}} \quad \text{Donc : } D_{brute} = \frac{67,74}{0,9 * 0,9} = 83,63mm$$

Avec :

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

C_{eff} : coefficient efficacité du réseau d'irrigation : $C_{eff} = 90 \%$.

VIII.1.2.6. Fréquence d'arrosage

La fréquence ou espacement entre deux arrosages. Cette valeur dépend de la transpiration journalière moyenne dans la période de pointe des cultures et de la dose appliquée à chaque arrosage.

$$f = \frac{D_{nette}}{ETM_r} = \frac{83,63}{5,2} = 16,08 \text{ jours} \quad \text{Donc, on prend } f = 17 \text{ jours et on corrige la dose}$$

d'irrigation : $D_{nette} = f * ETM_r = 17 * 5,2 = 88,4 \text{ mm.}$

VIII.1.2.7. La durée d'arrosage

$$t = \frac{b_{brute} * E_g * E_r}{q_g} = \frac{83.63 * 1 * 5}{8} = 52.27 \text{ heures}$$

$$t : \text{Irrigation / jour} \rightarrow \frac{53}{8} = 6.625 \text{ heures}$$

Ecartement des lignes : E = 5m. On a le choix entre différents goutteurs de débits varie

$$q = (1 : 2 : 4 : 6 : 8) \text{ l/h.}$$

VIII.1.3. Choix des goutteurs dans la zone d'étude et la densité des cultures

- Pour nos cultures en utilise généralement 2 goutteurs de débits de 4 l/s.
- Pour chaque poste on doit déterminer les paramètres de calcul.
- Lorsque tous les postes ont les mêmes surfaces, on fait les calculs pour un seul secteur.
- La longueur de la rampe : $L_{poste} = L_r = 125 \text{ m.}$
- La longueur de la conduite principale : 380 m.
- La longueur de la porte rampe 150 m.

VIII.1.3.1. Le nombre des rampes

$$N_{rampe} = \frac{L_{pr}}{E_r} = \frac{150}{5} = 30 \text{ rampes}$$

Avec :

L_{pr} : Longueur de la porte rampe.

VIII.1.3.2. Le nombre d'arbre par rampe

$$N_{arbres/rampe} = \frac{L_r}{E_r} = \frac{125}{5} = 25 \text{ arbres}$$

Et le nombre d'arbre par poste :

$$N_{arbres/poste} = N_{arbres/rampe} \cdot N_{rampe} = 25 * 30 = 750 \text{ arbres.}$$

VIII-1-3-3 Nombre des goutteurs par rampe :

$$N_g = N_{arbres} * n$$

Avec

N_{arbres} : Nombre des arbres.

Et $n = 2$ goutteurs pour chaque arbres.

$$N_g = 750 * 2 = 1500 \text{ goutteurs.}$$

Remarque : Les valeurs sont calculées pour un seul poste de surface 1,875 ha. Le tableau ci-après donne les résultats pour un îlot d'une surface de 15 ha.

Tableau VIII-1 Caractéristiques générales du réseau localisé

Poste	Superficie ha	Rampe		Nombre	Nombre de
		Nombre	Longueur		
I, II, III, IV, V, VI, VII et VIII	1,875	30	125	750	1500
Total	15	240	-	6000	12000

VIII.1.3.4. Débit de la rampe et le diamètre

➤ Le diamètre

$$Q_r = N_g * Q_g \text{ ou } Q_r = N_{\text{arbres/rampe}} * 2 * Q_g$$

Avec :

$N_{\text{arbre/rampe}}$: nombre des arbres dans un rampe et 2 c'est deux goutteurs pour chaque arbre.

Q_g : débit de goutteurs égale 4 l/h.

$$Q_r = 25 * 2 * 4 = 200 \text{ l/h}$$

➤ Le diamètre

Le diamètre est calculé d'après la formule suivante.

On propose que les rampes en PEHD.

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

Avec :

P.d.c (r) : La perte de charge dans la rampe ;

Q(r) : Le débit de la rampe en l/h ;

L(r) : La longueur de la rampe en m.

➤ La perte de charge

La perte de charge est déterminée après le choix du diamètre par la formule suivante

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

D'où :

J = Perte de charge en m ;

D = Diamètre en mm ;

Q = Le débit en l / h ;

L = Longueur en m.

VIII.1.3.5. Débit de la porte rampe

➤ Débit du porte-rampe

Le débit d'un porte- rampe est calculé par la relation :

$$Q_{PR} = Q_R \cdot N_R.$$

Avec :

Q_{PR} = Débit du porte rampe en l / h ;

N_R = Nombre de rampes ;

Q_R = Débit d'une rampe en l / h.

➤ Le diamètre

Le diamètre du porte rampe est calculé par la formule ci-dessous

On propose que les porte-rampes en PEHD.

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

➤ La perte de charge

Elle est calculée après avoir déterminé le diamètre par la formule suivante :

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

Les résultats de calcul des différents postes sont représentés dans le tableau. VIII.2.

Tableau. VIII.2 : Caractéristiques générales du réseau localisé

Rampe						Porte-rampe					
L (m)	Q (l/h)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	V (m/s)	J (mce)	L (m)	Q (l/h)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	V (m/s)	J (mce)
125	200	12.95	16	0.276	0.44	150	6000	51	50	0.707	0.66

VIII-1-3-6 La conduite principale

➤ **Le débit**

Le débit de la conduite principale est calculé par la formule :

$$Q_{c.p} = N_G \cdot Q_G$$

D'où :

N_G : nombre de gouteurs totale

Q_G : Débit d'un gouteur en l/h

Donc : $Q_{c.p} = 4 * 12000 = 48000$ l/h.

➤ **La longueur**

On a : $L_{C.P} = 380$ m

➤ **Le diamètre**

D'après la formule de « Bonin » le diamètre de la conduite principale est :

$$\varnothing = \sqrt{Q}$$

Q ; débit en m^3/s

$$\varnothing = \sqrt{1,33 \cdot 10^{-2}} = 115 \text{ mm.}$$

On choisit un diamètre commercialisable de **125 mm**.

➤ **La perte de charge**

Elle est donnée toujours par la formule suivante :

$$J = \frac{0,478}{2,75} \cdot 125^{4,75} \cdot 48000^{1,75} \cdot 380 = 1,13 \text{ m.c.e.}$$

Donc la perte de charge de la conduite principale $P.d.c = 1,13 \text{ m.c.e.}$

➤ **La vitesse :**

La vitesse dans la canalisation principale est donnée par :

$$Q = V \cdot S$$

$$V = \frac{Q}{S} ; S = \frac{\pi d^2}{4} \quad . \quad V = \frac{4 Q}{\pi d^2}$$

$V = 1,09$ m/s $(0,8 \leq V \leq 1,2)$. **Acceptable.**

VIII-1-3-7. La pression en tête de l'installation

Elle est calculée à partir du point le plus défavorable (figure VIII-2)

$$P = P_G + J(R) + J_{AB}(PR) + P_{Fi} + J_{tot}$$

Avec : P_{Fi} : la perte de charge dans le filtre ($P_{Fi}=2$ mce)

D'où :

P = Pression en tête de l'installation en m ;

P_G = Pression d'un goutteur = 1 bar ;

$J(R)$ = perte de charge dans la rampe en m ;

$J_{AB}(PR)$ = Perte de charge dans le porte-rampe ;

P_{Fi} : la perte de charge dans le filtre ;

J_{tot} = Perte de charge totale ; $J_{tot} = (1.1 \div 1.15) * J_{lin}$.

J_{lin} = Perte de charge linéaire en m ; tel que : $J_{lin} = J_{BF}(CP) + J_{FE}$

Tel que :

$J_{BF}(CP)$ = Perte de charge dans la conduite principale en m ;

AN :

$$P = 10 + 0,44 + 0,66 + 1,2 (1,13 + 0,015) + 2 = 14,47 \text{ m}$$

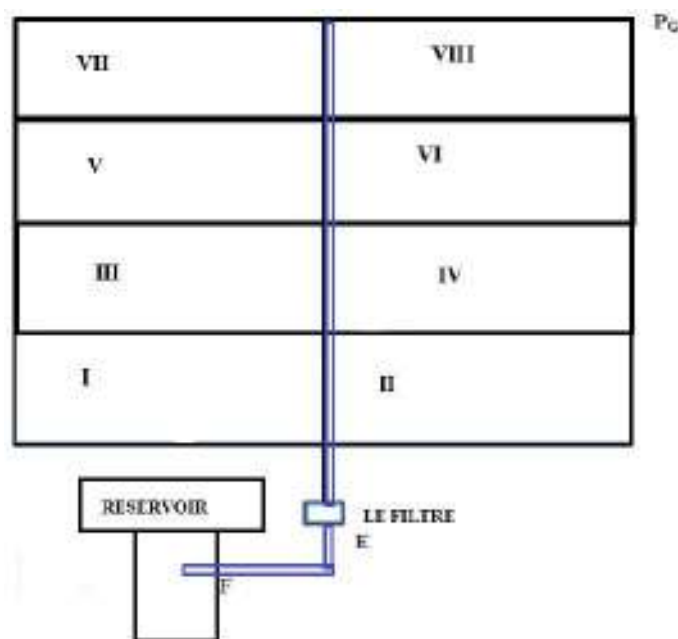


Fig. VIII.2 : La pression en tête de l'installation

Conclusion

Après la détermination des besoins en eau d'irrigation, cette dernière partie consiste à choisir la meilleure technique d'arrosage qui est adapté avec les données qui caractérisent notre parcelle.

La façon de distribuer l'eau aux plantes, la durée d'arrosage, la fréquence, le débit nécessaire, représente le calcul de base d'un réseau d'irrigation localisée pour un îlot.

CHAPITRE IX:
Organisation du
chantier et PST

Introduction

les travaux principaux de la construction du système d'irrigation concernant le périmètre de BEN KHELIL se résument dans la construction du réseau.

IX.1. TRANSPORT

Afin de garantir a la fois un chargement optimum et dans des conditions de sécurité parfaite les tuyaux sont emballés et cerclés en fardeaux

IX.2. EMBALLAGE DES TUYAUX**IX.2.1.CONDITIONNEMENT DES FARDEAUX DE TUYAUX**

Les tuyaux de DN < 400 sont conditionnés en fardeaux dont la composition et les dimensions sont reprises dans l'annexe.

Les rangées sont séparées entre elles par des cales en bois, intercalaires de 50x40 m

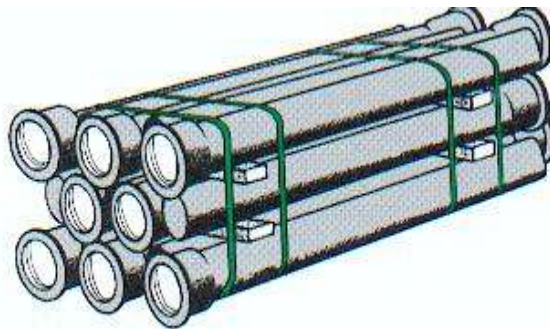


figure.IX.1.CONDITIONNEMENT DES FARDEAUX DE TUYAUX

IX.2.2. EMBALLAGE DES RACCORDS

Raccords et contre brides < 300

La fonction des quantités commandées, les raccords et leurs contre brides sont palettisés et enveloppés sous film en plastique thermo rétractable.

Raccords > 300:

Les raccords et leur contre brides sont livrés sur palettes.

IX.2.3. CONDITIONNEMENT DES ACCESSOIRES

En fonction des quantités, les contre brides de raccord sont palettisés sous film plastique.

Les contre bride de DN> 350 Sont conditionnes a l'unité.

Les boulots sont conditionnés en caisses ou en sacs et par dimension et en fonction des quantités commandées.

IX.3. MOYEN DE LEVAGE

Il est avant tout important de préciser que les moyens de levage (élingues et crochets) doivent en prévus pour soulever en toute sécurité le poids de la charge. Permettre le levage et la rotation des fardeaux et la dépose. Les opérations de chargement et de déchargement doivent pouvoir s’effectuer sans aucun contact métallique entre les tuyaux.

IX.4. STOCKAGE ET ENTREPOSAGE

IX.4.1. ENTREPOSAGE DES TUYAUX

Les aires de stockage pour entreposer les tuyaux doivent être chois avec soin. Le sol doit avoir été stabilisé pour faciliter le déplacement et la manoeuvre des moyens de levage et en même temps assurer la



Fig.IX2.ENTREPOSAGE DES TUYAUX

Sécurité du personnel. Il faut aussi prévoir des moyens d'évacuation des eaux afin de pouvoir se prémunir de possibles inondations ou d'avoir un terrain détrempé.

Quand les tuyaux arrivent pour être entreposés ils doivent faire l'objet d'une inspection afin de pouvoir déterminer si ils ont reçus des coups ou ont des défauts qui devront être éliminées avant d'être stockés.

Un contact des tuyaux avec le sol devra être impérativement évité, Pour ce faire, on positionnera des poutres en bois d'au moins 90 x 80 cm à un mètre de chacune des extrémités des tuyaux, ou de 80 x 120cm pour les tuyaux avec un revêtement spécial.

Pour l'entreposage des tuyaux déjà fardes, il est fortement conseillé de ne pas empiler plus de trois fardeaux ou de ne pas dépasser la hauteur de 2,5 mètres:

Il est recommandé de vérifier l'état du feuillard des fardeaux qui ne doit jamais être sous tension voire annexe M.

Chaque rangée des tuyaux doit être fixée avec des cales pour éviter que les tuyaux puissent rouler

IX.4.2. ENTREPOSAGE DES RACCORDS

Comme pour les tuyaux, les raccords ne doivent pas être en Contact avec le sol sur lequel ils sont entreposés.

IX.4.3. STOCKAGE DES ACCESSOIRES

Les bagues de joint en élastomère doivent être à l'abri de la lumière, des rayons ultraviolets et de l'ozone et il est recommande de les conserver à une température maximale de 25° C. Avant de positionner la bague de joint dans la gorge du tuyau ou du raccord, la température du joint doit être ramenée à 20° C (si la température au moment de la pose est trop basse, il faut immerger la bague de joint dans De l'eau tiède, ne jamais la réchauffer directement au feu). Pour que leur conservation soit optimale elles doivent être entreposées dans des endroits sombres et moyennement humides.

Limite d'utilisation des bagues de joint

Les bagues de joint entreposées selon les indications mentionnées plus haut et en conformité à la norme, peuvent être utilisées jusqu'à 6 ans après la date de fabrication.

Au moment de la pose, une fois la bague de joint repliée sur elle-même, il faut vérifier qu'elle ne présente pas d'écaillures

IX.5. POSE DE LA CONDUITE EN TRANCHEE

Avant de commencer de creuser la tranchée, il faut effectuer une opération de bardage des tuyaux le long du tracé et du côté opposé à la tranchée où sera accumulé la terre de déblai. Les tulipes des tuyaux seront positionnées dans la direction du sens de pose.

On portera une attention toute particulière pour ne pas abîmer le revêtement des tuyaux.

Pour le travail de pose en tranchée inondée, les tuyaux seront lestés avec du remblai pour qu'ils ne puissent pas flotter.

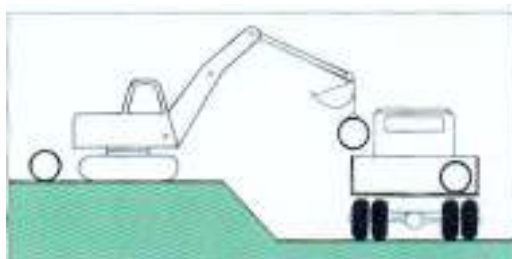


Fig.IX.3. bardage des tuyaux

IX.5.1. OUVERTURE DE LA TRANCHEE

La tranchée doit être creusée avec des moyens appropriés, en utilisant une largeur de godet normalisée pour laisser de chaque côté du tuyau un espace suffisant de l'ordre de 25 à 35 cm pour faciliter le travail de pose au fond de la tranchée. Toutes les normes de sécurité pour le travail en tranchée seront respectées (blindage, signalisation. etc.).

IX.5.2. HAUTEURS DE COUVERTURE

La valeur minimale de la profondeur de la pose des conduites [intervalles entre NNS et haut de la conduite pour les tuyaux en PVC est prise

égal à 0.80 m pour éviter pour les conduites en béton prés contrainte est prise égal (0.8- 1) m la destruction des conduites par les charges superficielles.

IX.5.3. LIT DE POSE

Le fond de la tranchée doit être plan et régulier avec une saignée sous chaque emboîtement pour permettre au tuyau de reposer sur son fût. On s'assurera que le tuyau ne repose pas directement sur des aspérités rocheuses. Pour des terrains rocheux, il faut prévoir un lit de pose d'au moins 20cm réalisé avec du sable, du caillou fin ou de la terre criblée.

Pour obtenir un bon appui, l'angle d'excavation aura au minimum;

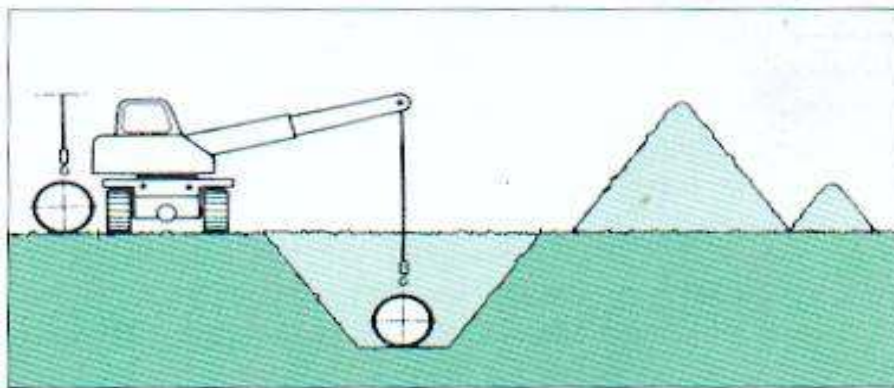


Fig.IX.4.POSE DE LA CONDUITE EN TRANCHEE

- 20° pour le DN < 300,
- 45° pour le DN (350 a 450)
- 60° pour le DN > 500.

IX.5.4. REMBLAYAGE DE LA TRANCHEE

Il faut mettre le même matériau pour remblayer la tranchée sur le sommet du tuyau que celui utilisé pour le lit de pose (principe d'homogénéité des matériaux en contact avec le tuyau) en ayant soin d'exécuter les conseils de pose requis (éviter le contact avec des éléments organiques telles que racines, morceaux de bois, mottes herbeuses. etc.).

Pour le remblayage définitif de la tranchée avant compactage, il est possible d'utiliser le même matériau provenant de la tranchée sauf spécification particulière du cahier des charges.

IX.6. PREUVE HYDRAULIQUE

Sauf spécifications particulières, un contrôle d'étanchéité de la conduite posée sera réalisé au moyen d'une épreuve hydraulique.

IX.6.1. LONGUEUR DES SECTIONS A EPROUVER

La longueur de chaque section de conduite à éprouver ne devra pas excéder 1500m

IX.6.2. ANCRAGE DE LA CONDUITE

Pour chaque changement de direction et pour chaque intersection, la conduite doit être ancrée ou épaulée au fond de la tranchée par une butée en béton. La butée sera installée derrière chaque coude, té de dérivation ou encore sur toute réduction de section de conduite et derrière les plaques pleines à l'extrémité de la conduite.

La dimension de chaque butée en béton devra tenir compte de la pression d'épreuve.

Le tronçon de conduite à éprouver sera obturé aux deux extrémités à l'aide de plaques pleines. Si pour des raisons pratiques, on utilise des vannes de sectionnement, on s'assurera de ne pas excéder la pression maximale admissible.

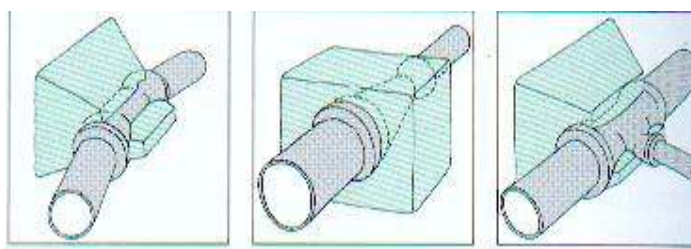


Fig.IX.5. ANCRAGE DE LA CONDUITE

IX.6.3. REMBLAYAGE PARTIEL DE LA TRANCHE AVANT LA MISE EN ÉPREUVE

Dès qu'un tronçon de conduite est posé, il est nécessaire d'effectuer une mise en pression du réseau avec les joints découverts pour s'assurer de l'étanchéité des tuyaux au niveau des joints. Le remblayage de la conduite sera effectué partiellement sur la longueur du fut de chaque tuyau. Lorsque la conduite est posée avec des joints ver rouillés, les tuyaux doivent être complètement recouverts.

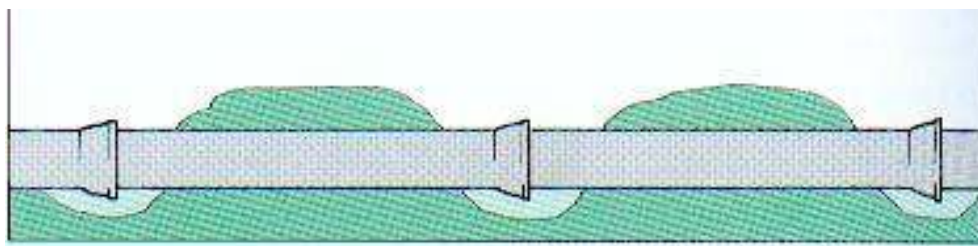


Fig.IX.6. REMBLAYAGE PARTIEL DE LA TRANCHE

IX.6.4. REMPLISSAGE DE LA CONDUITE

Il est recommandé d'effectuer le remplissage à partir du point le plus bas du tronçon qui doit être éprouvé.

La vitesse de remplissage ne devra pas excéder 1 kilo mètre à l'heure et la surpression dans le réseau ne sera pas supérieure à 0.5 bar, Il sera nécessaire de prévoir un dispositif d'évacuation d'air sur la partie haute du tronçon à éprouver. Pour permettre au revêtement intérieur cimenté de se réhydrater il sera nécessaire d'attendre un certain laps de temps.

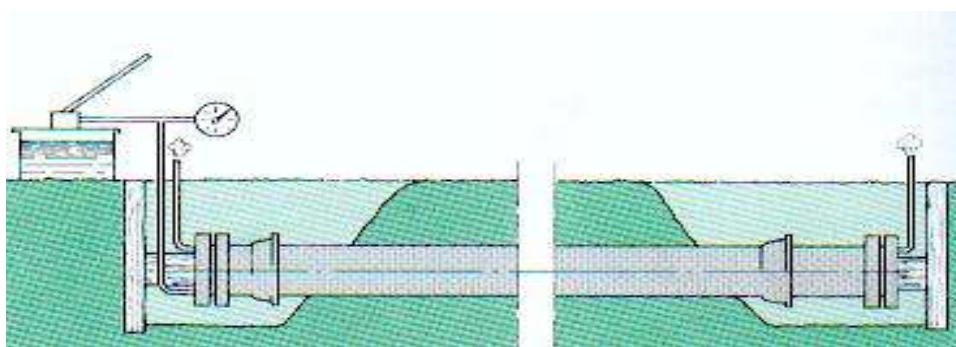


Fig.IX.7. REMPLISSAGE DE LA CONDUITE

IX.6.5. PRESSION D'ÉPREUVE

La méthode décrite ci-après est seulement applicable pour une épreuve hydrostatique du réseau. En aucun cas elle ne peut s'appliquer avec de l'air dans le conduit sans risque d'accident grave.

Après avoir rempli la conduite, il faut la faire monter à la pression jusqu'à la pression de service prévue sur le réseau, et maintenir cette pression suffisamment long temps pour qu'elle se stabilise.

Inspectez visuellement tous les joints, les raccords; les butées en béton et reprendre les défauts éventuels. Quand l'examen visuel est satisfaisant, augmenter régulièrement la pression jusqu'à atteindre la pression d'épreuve.

La pression d'épreuve ne doit pas être supérieure à:

- La pression d'épreuve maximale prescrite selon les normes applicables aux tuyaux, aux raccords et à leur accessoires
- La pression estimée pour le calcul des butées en béton

Mise en pression en épreuve décroissante

Arrêter la pompe d'épreuve et isoler le réseau sous pression. Une fois le temps d'épreuve écoulé, vérifiez la pression dans la conduite et mesurez la quantité d'eau nécessaire à rajouter sans excéder $\pm 5\%$

Mise en pression d'épreuve constante

Maintenir une pression d'épreuve constante à $\pm 0,1$ bar à l'aide d'une pompe d'épreuve, pendant la période indiquée dans le tableau A, en ayant mesuré $\pm 5\%$ la quantité d'eau utilisée.

IX.6.6. DEFINITION D'UNE MISE EN EPREUVE SATISFAISANTE

Si selon l'une des deux méthodes mentionnées plus haut, la perte de charge dans la conduite est supérieure à la chute de pression admissible, la mise en pression d'épreuve doit être répétée jusqu'à ce que la pression dans la conduite se stabilise.

Si la mise en épreuve reste négative, les fuites doivent être localisées et réparées jusqu'à obtenir des résultats dans les limites admises,

IX.6.7. MISE EN EPREUVE COMPLETE DE LA CANALISATION

Après raccordement des divers tronçons de conduite éprouvés, il est recommandé de faire une ultime mise en épreuve sur toute la longueur de la canalisation pour examiner et réceptionner l'ouvrage.

IX.6.8. CRITERES DE RECEPTION

Le taux de fuite ne doit pas être supérieur à 0,001 litres par heure et par kilomètre de conduite en millimètre du diamètre nominal et par bar de pression statique (pression d'épreuve moyenne de la conduite à éprouver).

Lorsque le profil de la conduite est très irrégulier, on tiendra compte de la pression d'épreuve moyenne pondérée.

IX.7 Sécurité du travail

Les accidents du travail L est les problèmes qui en découlent ont une grande importance sur le plan financier sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans le chantier il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et règlements dits du " sécurité " leurs utilité est incontestable mais faire encore de présentation ne peut être le seul fait de la direction du service de protection ou du médecin attaché à l'entreprise

Il important de donner à l'ensemble de personnel un véritable esprit de sécurité " qui lui permettra de prévoir et d'agir de façon purement efficace.

La lutte contre les accidents est essentiellement une œuvre de solidarité humaine, réunissant tout ceux qui du manœuvre au chef d'entreprise participent à la production convaincre enseigner exploiter intelligemment.

Ces bons sens qui sont la chose du monde la mieux partagé voilèrent tout le secret

a)la condition dangereuse

Pendant l'exécution des travaux effectués sur le système d'irrigation à savoir

- 1) terrassement
- 2) pose des conduites et canaux
- 3) construction des ouvrages hydrotechniques et les conditions dangereuses qui peuvent produire sont :
 - N°1 protection individuelle inexistante
 - N°2 mauvaises dispositions des lieux
 - N°3 facteurs d'ambiance impropres

N°4 conditions climatiques défavorables

N°5 outillages engins et équipement en mauvais état

N°6 installation non protégée

N°7 stockage irrationnel

b) les actions dangereuses

Parmi les actions dangereuses pouvant existées sur notre périmètre on cite :

N° 1 Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement

N° 2 Agir sans prévenir ou sans autorisation

N° 3 Mauvaises utilisations d'un outillage

N° 4 Imprudent ce durant les opérations de stockage

N° 5 Travailler dans une altitude inappropriée

Ayant procéder à la connaissance des actions et conditions dangereuses et on doit faire suivre les consignes données et utiliser cette connaissance dans les bons sens

Afin de garantir d'une part une vie meilleure du travailleur et d'autre part de faire une bonne exploitation et organisation du réseau d'irrigation et faire durer sa longivité

Conclusion

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier et sécurité de travail sont nécessaire avant le commencement des travaux car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier .D'autre part remblais pour faire estimer le temps de réalisation du projet. En déterminant aussi les caractéristiques des engins

CHAPITRE X:
Calcul technico-
économique

Introduction

Après l'étude ou l'élaboration d'un tel projet, un aspect économique doit être pris en considération, pour cette raison on doit faire une estimation des frais.

X.1 devis de réseau d'irrigation:

Les globaux des pièces sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau X. 1: Facture proforma des pièces du réseau d'irrigation.

Pièces	Unité de	Quantité	Prix (DA)	Montant (DA)
Tube Ø16 PEBD	m/l	30000	29,61	888300
TubeØ50 PEHD	m/l	1200	721,62	865944
Tube Ø125 PEHD	m/l	380	934,26	355018,8
Tube Ø160 PEHD	m/l	325	1526,93	496252,25
TubeØ250PEHD	m/l	44	3709,88	163234,72
TubeØ350 PEHD	m/l	44	5881,51	258786,44
Tube Ø400PEHD	m/l	44	9500,9	418039,6
TubeØ700 PEHD	m/l	5230	16516,33	86380405,9
TubeØ500PEHD	m/l	44	14816,89	651943,16
Filtre	Un	1	15432,77	15432,77
Coude 90° Ø160	Un	6	4179,76	25078,56
TE Ø50	Un	2	32,5	65
Vanne Ø160	Un	2	11524,62	23049,24
Goutteur réglable	Un	12000	3,5	42000
Bassin d'irrigation	DA/m ³	1	20000	20000
Fertiliseur	Un	1	23731,2	23731,2
TOTAL				90627281,64

X.2 Coût des cultures à projeter:

Tableau X. 2: Estimation du coût des cultures projetées dans le périmètre

Cultures	prix/jour/Ha(DA)	surface	Montant (DA)
		(Ha)	
Figuier	161890	90,01	14571718,9
Tabac	114530	76,47	8758109,1
Tournesol	124350	97,48	12121638
Raisin	202430	81,6	16518288
pommier	195390	154,44	30176031,6
	TOTAL		82145785,6

Le cout total est de : 172773067,2 DA

Conclusion

D'après le coût de la projection des réseaux qu'on a obtenu, on remarque que l'estimation du projet du réseau d'irrigation du périmètre de BEN KHELIL , est très élevée. Cette élévation est due à l'utilisation, d'un nombre assez important de conduites, et à la filtration qui demande des équipements trop chers.

Conclusion générale :

Le manque d'eau pour l'irrigation des terres agricoles de la région de Ben-KHELIL et l'augmentation de la pollution qui responsable pour faire des études de la futur station d'épuration et l'utilisation des eaux épurées pour l'irrigation .

Les résultats expérimentaux obtenus lors de cette étude montrent que les eaux usées de la futur station d'épuration de BEN KHELIL sont d'une qualité favorable permettant de les utiliser dans le domaine agricole (l'irrigation), surtout que la station est située au cœur de vastes terrains agricoles. Et pour une approche plus globale, les analyses des sols ont montré que les sols sont profonds, aptes à recevoir des quantités assez importantes en éléments chimiques et nutritifs.

Un suivi de ces éléments dans les sols s'avère nécessaire pour évaluer leur évolution ; et pour cela il est recommandé de faire :

- Une rotation de l'utilisation de ces eaux au niveau parcellaire pour éviter le colmatage du sol.
- Un contrôle rigoureux et permanent de la qualité des eaux épurées de la station par les services concernés.
- Utilisation des boues résiduelles, mélangées avec les fumiers et utilisés comme engrais azoté après analyses au laboratoire et caractérisation.
- Suivi de l'évolution de la qualité des eaux de la nappe phréatique.

Références bibliographique

Références bibliographie

- ❖ **BENHAFID.M.S** : Cours protection et sécurité de travaille 5^{ème} Année; ENSH Blida .Algérie.
- ❖ **FAO**, 2003 :L'irrigation avec des eaux usées traitées, manuel d'utilisation.
- ❖ **François Brissaud**, 1991 : Intérêt, bénéfices, et contraintes de la réutilisation des eaux usées en France.
- ❖ **Office Nationale d'Assainissement**, Unité de BLIDA.
- ❖ **MEDJDOUB.S** : Cours irrigation et drainage 5ème année ; ENSH Blida
- ❖ **M.L. COMPAORE**, Mars 2003 : Cours de micro irrigation.
- ❖ **TOUAIBIA.B**, 2004 : Manuel Pratique d'Hydrologie. Presses Madani Frères.
Blida. Algérie.

Sitographie

- www.wikipedia.com
- www.googlearth.com

ANNEXES

Liste des annexes

ANNEXE 1 : Valeurs minimales et maximales de Z pour diverses cultures.

ANNEXE 2 : Coefficient culturel K_c de chaque culture.

ANNEXE 3 : Caractéristiques hydriques de quelques sols.

ANNEXE 4 : Guide d'estimation du pourcentage du sol humidifiée (P).

ANNEXE 1

Valeurs minimales et maximales de Z pour diverses cultures

Cultures	z (m)
Tomates	1 - 1,2
Cultures maraichères	0,3 - 0,6
Agrumes	1 - 1,2
Arbres fruitiers à feuilles caduques	1 - 2
Vigne	1 - 3

ANNEXE 2

Coefficient culturel Kc de chaque culture

2. COEFFICIENTS CULTURAUX (Kc)

CULTURE	Stades de développement de la culture					Durée totale de la période régressive
	Initial	Développement	MI-saison	Arrivée saison	Récolte	
Banane						
tropical	0,4-0,5	0,7-0,85	1,0-1,1	0,9-1,0	0,75-0,85	0,7-0,8
subtropical	0,5-0,65	0,8-0,9	1,0-1,2	1,0-1,25	1,0-1,15	0,85-0,95
Haricot vert	0,3-0,4	0,65-0,75	0,95-1,05	0,9-0,95	0,85-0,95	0,55-0,6
sec	0,3-0,4	0,7-0,8	1,05-1,2	0,65-0,75	0,25-0,3	0,7-0,8
Chou	0,4-0,5	0,7-0,8	0,95-1,1	0,9-1,0	0,8-0,95	0,7-0,8
Coton	0,4-0,5	0,7-0,8	1,05-1,25	0,8-0,9	0,65-0,7	0,8-0,9
Raisin	0,35-0,55	0,6-0,8	0,7-0,9	0,6-0,8	0,55-0,7	0,55-0,75
Arachide	0,4-0,5	0,7-0,8	0,95-1,1	0,75-0,85	0,55-0,6	0,75-0,8
Maïs						
dens	0,3-0,5	0,7-0,8	1,05-1,2	1,0-1,15	0,95-1,1	0,6-0,95
grain	0,3-0,5*	0,7-0,85*	1,05-1,2*	0,8-0,95	0,55-0,6*	0,75-0,9*
Haricot sec	0,4-0,6	0,7-0,8	0,95-1,1	0,85-0,9	0,75-0,85	0,6-0,8
vert	0,4-0,6	0,6-0,75	0,95-1,05	0,95-1,05	0,95-1,05	0,65-0,8
Pois, frais	0,4-0,5	0,7-0,85	1,05-1,2	1,0-1,15	0,85-1,1	0,8-0,95
Poisson, frais	0,3-0,4	0,6-0,75	0,95-1,1	0,85-1,0	0,8-0,9	0,7-0,8
Poisson de terre	0,4-0,5	0,7-0,8	1,05-1,2	0,85-0,95	0,7-0,75	0,75-0,8
Riz	1,1-1,15	1,1-1,2	1,1-1,2	0,95-1,05	0,95-1,05	1,05-1,2
Carthame	0,3-0,4	0,7-0,8	1,05-1,2	0,85-0,9	0,2-0,25	0,65-0,7
Sorgho	0,3-0,4	0,7-0,75	1,0-1,15	0,75-0,8	0,3-0,35	0,75-0,85
Soja	0,3-0,4	0,7-0,8	1,0-1,15	0,7-0,8	0,4-0,5	0,75-0,9
Legumine mexicaine	0,4-0,5	0,75-0,85	1,05-1,2	0,9-1,0	0,6-0,7	0,8-0,9
Cane à sucre	0,4-0,5	0,7-1,0	1,0-1,2	0,75-0,8	0,5-0,6	0,85-1,05
Tournefort	0,3-0,4	0,7-0,8	1,05-1,2	0,7-0,8	0,35-0,45	0,75-0,85
Tobac	0,3-0,4	0,7-0,8	1,0-1,2	0,9-1,0	0,75-0,85	0,85-0,95
Tomate	0,4-0,5	0,7-0,8	1,05-1,25	0,8-0,95	0,6-0,65	0,75-0,9
Patate	0,4-0,5	0,7-0,8	0,95-1,05	0,8-0,9	0,65-0,75	0,75-0,85
Bé	0,3-0,4	0,7-0,8	0,95-1,2	0,65-0,75	0,2-0,25	0,8-0,9
Lucerne	0,3-0,4				1,05-1,2	0,85-1,05
Agrumes						
carrés						0,65-0,75
sans carrés						0,55-0,6
Olivier						0,4-0,6

Premier chiffre : avec forte humidité (RHmax > 70%) et vent faible (U < 5 m/sec).
 Second chiffre : avec faible humidité (RHmax < 70%) et vent fort (> 5 m/sec).

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage n° 33, Tableau 18.



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

e (P)

GUIDE D'ESTIMATION DE P

(p = pourcentage de sol humidifié pour divers débits de distributeurs et divers espacements entre rampes et entre distributeurs dans le cas d'une seule rampe rectiligne, équipée de distributeurs uniformément espacés délivrant une dose de 40 mm par arrosage sur l'ensemble de la surface)

Ecartement entre rampes S _r en m	Débit des distributeurs														
	moins de 1,5 l/h			2 l/h			4 l/h			8 l/h			Plus de 12 l/h		
	Espacement recommandé des distributeurs sur la rampe, S _d en m en sol de texture grossière (G), moyenne (M), fine (F)														
	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F
	0,2	0,5	0,9	0,3	0,7	1,0	0,6	1,0	1,3	1,0	1,3	1,7	1,3	1,6	2,0
	Pourcentage en sol humidifié p %														
0,8	38	88	100	50	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1,0	33	70	100	40	80	100	80	100	100	100	100	100	100	100	100
1,2	25	58	92	33	67	100	67	100	100	100	100	100	100	100	100
1,5	20	47	73	26	53	80	53	80	100	80	100	100	100	100	100
2,0	15	35	55	20	40	60	40	60	80	60	80	100	80	100	100
2,5	12	28	44	16	32	48	32	48	64	48	64	80	64	80	100
3,0	10	23	37	13	26	40	26	40	53	40	53	67	53	67	80
3,5	9	20	31	11	23	34	23	34	46	34	46	57	46	57	68
4,0	8	18	28	10	20	30	20	30	40	30	40	50	40	50	60
4,5	7	16	24	9	18	26	18	26	36	26	36	44	36	44	53
5,0	6	14	22	8	16	24	16	24	32	24	32	40	32	40	48
6,0	5	12	18	7	14	20	14	20	27	20	27	34	27	34	40

