

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE 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 DU RESEAU D'IRRIGATION DE
PERIMETRE OUED ZENATI (W.GUELMA) A PARTIR
DE LA STATION D'EPURATION OUED ZENATI**

Présenté par :

M^{elle} : BENGUERRAH IMANE

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r : M. MEDDI	Professeur	Président
M^{me} : S. MEDJDOUB	M A .A	Membre
M^{me} : S.SAHDOUNE	MA.A	Membre
M^r : D.KOLAI	Assistant	Membre
M^r : S.YAHIAOUI	M.A.B	Promoteur

Septembre 2015

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

A ma très chère mère et mon cher père

A mes sœurs YASMINE, LAMIA, et mes frères WALID, ANIS et à

Mon cher homme Qui n'a

Jamais cessé de m'aider

A toute ma grande famille

A mes amies AICHA, MERIEM, AMEL14 , FATIMA48,

NARIMEN, RANIA, WAHIBA ,NAIMA 17 et A MA TRÈS CHÈRE

AMIE KARIMA

ET

A tout mes amis

A toute ma famille de l'ENSH.

I.BENGUERRAH

Remerciement

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et santé pour faire ce modeste travail.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements :

- * À Mon promoteur Monsieur YAHIAOUI SAMIR qui m'a accueilli dans son bureau et a bien voulu m'encadrer durant ce mémoire de fin d'études.*
- * Aux membres de Jury qui, malgré leurs occupations, ont bien voulu examiner et discuter mon travail ; je les en Remercie vivement.*
- * A Madame MADJDOUB.Sde m'avoir enseigné le long de ma formation, m'a assisté, guidé et conseillé durant ce projet. Je lui exprime ici ma profonde reconnaissance.*
- * A Monsieur le professeur M^R. MEDDI.M de m'avoir enseigné et m'a fait l'honneur de présider ce jury.*
- * A Monsieur D. KOLAÏ de m'avoir enseigné pendant l'année de spécialité et d'avoir honoré ce jury.*
- * A Madame SAADOUN.S de m'avoir enseigné et pout son aide.*
- * Je Remercie également tout le personnel de l'DRE (GUELMA)et.*
 - * L'ensemble du personnel et enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH), qui ont veillé à ma formation.*

MERCI

الملخص :

في الجزائر و خاصة في منطقة واد زناتي إن وفرة الموارد المائية قد نقصت للأسف في هذه الأعوام الأخيرة، بسبب مخلفات الجفاف، و الاستغلال اللاعقلاني لهذه الموارد المهمة في المنطقة ، و التي تؤثر سلبا على قطاع الزراعة. من أجل إيجاد حل لهذه الوضعية المقلقة ، فالإستغلال الجيد لهذه الموارد يعتبر الحل الأمثل. هذا المشروع يهدف إلى تحسين تسيير هذه المياه الجوفية في المنطقة ، و ذلك بتصميم شبكة سقي قادرة على تغطية العجز المائي على مستوى محيط

Résumé :

En Algérie, et spécialement dans la région de Oued zenati , la disponibilité de la ressource hydrique est désormais compromise au cours de ces dernières années à cause des effets de la sécheresse et de la surexploitation de ces précieuses ressources qui affectent considérablement le domaine agricole.

Pour remédier à cette situation délicate, la bonne gestion de ces ressources demeure la plus envisageable.

Ce projet rentre dans ce contexte, il vise à mieux gérer la ressource en eau souterraine dans la région en dimensionnant un réseau d'irrigation capable de combler le déficit hydrique au niveau du périmètre d'Oued zenati (W.GUELMA).

Abstract:

In Algeria, especially in the area of Oued zenati , the availability of water resources is compromised during these last years because of the affects to dryness and over-exploitation of this invaluable resources which affect the agricultural domain considerably.

To cure this worrying situation, the good management of these resources remains most possible.

This project in this context, aims at ameliorating managing the underground water resource in the area of Oued zenati by dimensioning a network of irrigation able to make up the hydrous deficit on the Oued zenati (W.GUELMA).

CHAPITRE I : PRESENTATION DU SECTEUR D'ETUDE

I.1.	Introduction	1
I.2.	Localisation et présentation de la parcelle d'étude.....	1
I.2.1.	Situation géographique	1
I.2.2.	Relief et Hydrographie :.....	2
I.3.	Les conditions climatiques :	2
I.3.1.	Précipitations :	3
I.3.2.	Les vents :.....	4
I.3.3.	Evaporation :	4
I.3.4.	Températures :.....	5
I.3.5.	Humidité :.....	6
I.3.6.	Gelée blanche :	7
I.3.7.	insolation	8
I.4.	Représentation du diagramme de Gaussen : (voir figure N° I.5).....	9
I.5.	Classification de climat :.....	10
I.5.1.	Classification du climat selon l'indice de MARTON :.....	11
I.5.2.	Classification du climat selon le diagramme d'EMBERGER :	12
I.6.	Conclusion.....	13

CHAPITRE II : CONSTAT DE LA REUTILISATION DES EAUX USEE EN ALGERIE

II.1.	Définition de la réutilisation des eaux usées :	14
II.2.	Objectifs de la réutilisation des eaux usées :.....	14
II.3.	Quelques exemples de la réutilisation des eaux usées :	14
II.3.1.	En Algérie :	15
II.3.2.	Dans le monde	15
II.1.2.	Origine des eaux usées urbaines :	16
II.1.3.	Nature de la pollution :	17
II.2.	CONDITIONS DE REJET D'EFFLUENTS:.....	18
II.2.1.	Les Normes internationales :	18
II.2.2.	Les Normes Algériennes:	18
II.3.	CARACTERISATION DES EAUX USEES	19
II.3.1.	Caractéristiques physiques	19
Température :	19	
II.3.2.	Caractéristiques chimiques :	20
II.4.	Caractéristiques complémentaires :.....	21
II.4.1.	Azote ammoniacal (NH ₄) :.....	21
II.4.2.	L'azote total(Nt) :.....	22

II.4.3.	Ortho phosphates (PO ₄):	23
II.4.4.	Le phosphore total(Pt) :	23
II.4.5.	Les métaux lourds :	24
II.5.	Caractéristiques microbiologiques :	25
II.6.	CONCLUSION:	25

CHAPITRE III : APTITUDE CULTURALE ET RESSOURCE EN SOL

III.1.	Introduction	26
III.2.	Classification des sols se trouvant dans le périmètre d'étude	26
III.2.1.	Classe des sols minéraux bruts	27
III.2.2.	Classe des sols peu évolués	27
III.3.	Détermination des aptitudes culturales des sols	28
III.4.	Occupation des sols du périmètre	28
III.4.1.	Historique de l'occupation	28
III.5.	Assainissement des sols	29
III.5.1.	Amélioration et enrichissement des sols	29
III.5.2.	Propriétés hydrodynamiques des sols	29
III.6.	Conclusion	30

CHAPITRE IV : PRESENTATION DE LA STATION D'EPURATION.

IV.1.	PRESENTATION DE LA STEP	31
IV.2.	Données lié a la station d''épuration	33
IV.2.1.	Composition des effluents arrivant en tête de la STEP :	33
IV.3.	PRINCIPE DE TRAITEMENT ADOPTE DES OUVRAGES DE LA STEP	33
IV.3.1.	Ligne de traitement des eaux :	34
IV.3.1.1.	Arrivée des eaux usées :	34
IV.3.1.2.	Prétraitement :	34
IV.3.1.3.	Traitement biologique :	34
IV.3.1.4.	Désinfection des eaux :	37
IV.3.2.	Ligne de traitement des boues :	38
IV.3.2.1.	Bassin de stabilisation :	38
IV.3.2.2.	Épaississeur :	39
IV.3.2.3.	Lits de séchage	40
IV.4.	Qualité des eaux d'irrigation	43
IV.4.1.	La salinité	44
IV.4.2.	La conductivité électrique	45
IV.4.3.	Le degré d'alcalinisation	45

IV.5. QUALITE DES EAUX EPUREES :	46
IV.6. CONCLUSION :	47

CHAPITRE V : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'IRRIGATION SOUS PRESSION

V.1. Introduction	48
V.2. Les techniques d'irrigation de surface (6)	49
V.2.1. Généralités	49
V.2.2. Irrigation par ruissellement	49
V.2.3. Irrigation par submersion	49
V.2.4. Irrigation mixte	50
V.2.4.1. L'épandage de crue	50
V.2.4.2. Les raies courtes (bouchées ou bouclées)	50
V.2.5. Avantages et inconvénients des techniques d'irrigation de surface	51
V.2.5.1. Avantages	51
V.2.5.2. Inconvénients	51
V.3. Les techniques d'irrigation souterraine (6)	51
V.3.1. Généralité	51
V.3.2. Conditions d'application de la technique	52
V.3.3. Avantages et inconvénients de l'irrigation souterraine	53
V.3.3.1. Avantages	53
V.3.3.2. Inconvénients	53
V.4. Les techniques d'irrigation sous pression	54
V.4.1. Généralité	54
V.4.2. Trame d'un réseau d'irrigation sous pression	54
V.4.2.1. Ouvrage de tête	55
V.4.2.2. Conduite principale	55
V.4.2.3. Conduites secondaires	55
V.4.2.4. Bornes de prise	55
V.4.2.5. Adducteurs (conduites d'alimentation)	55
V.4.2.6. Conduites latérales (conduites d'irrigation)	55
V.4.2.7. Distributeurs	56
V.4.3. Irrigation par aspersion	56
V.4.3.1. Aspersion simple	57
V.4.3.2. Aspersion par machines à irriguer	57
V.4.3.3. Avantages et inconvénients de l'irrigation par aspersion	59
V.4.4. Irrigation localisée	59

V.4.4.1.	Historique de l'irrigation localisée	60
V.4.4.2.	Généralités sur l'irrigation localisée.....	60
V.4.4.3.	Equipements de l'ouvrage de tête d'un réseau d'irrigation en goutte à goutte	61
V.4.4.4.	Avantages et inconvénients de l'irrigation localisée.....	63
V.5.	Conclusion.....	65

CHAPITRE VI : ETUDE HYDROLOGIQUE

VI.1.	Introduction.....	66
VI.2.	Présentation de la station pluviométrique.....	66
VI.3.	Vérification l'homogénéité de la série pluviométrique.....	68
VI.4.	ETUDE STATISTIQUE DES PRECIPITATIONS :.....	69
VI.5.	Ajustement de la série pluviométrique :.....	70
VI.5.1.	Ajustement à la loi de Gauss (loi Normale):.....	71
VI.5.1.1.	Ajustement a la loi normale (Gauss).....	71
VI.5.1.2.	Ajustement à la loi log-normale (Galton) :.....	72
VI.5.1.3.	Test de validité d'un ajustement :	77
VI.6.	Détermination de l'année de calcul.....	78
VI.7.	Conclusion.....	79

CHAPITRE VII : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DES CULTURES

VII.1.	Introduction.....	80
VII.2.	Calcul des besoins en eau par la méthode du bilan hydrique.....	80
VII.3.	Généralités sur l'évapotranspiration.....	81
VII.3.1.	Définition de l'évapotranspiration (9).....	81
VII.3.1.1.	L'évapotranspiration potentielle ou de référence (ETP ou ET_0).....	81
VII.3.1.2.	L'évapotranspiration réelle (ETR).....	81
VII.3.1.3.	L'évapotranspiration maximale (ETM)	81
VII.3.2.	Le coefficient cultural k_c	82
VII.3.3.	Eléments climatiques intervenants dans le processus d'évapotranspiration	82
VII.3.4.	Méthodes de détermination de l'évapotranspiration	82
VII.3.4.1.	Méthodes expérimentales.....	82
VII.3.4.2.	Méthodes empiriques	82
VII.4.	Formules empiriques calculant l'évapotranspiration.....	82
VII.4.1.	Calcul de l'évapotranspiration réelle ETR	83
VII.4.1.1.	Formule de TURC (11).....	83
VII.4.1.2.	Formule de COUTANGE (11).....	83
VII.4.2.	Calcul de l'évapotranspiration potentielle ETP	83

VII.4.2.1.	Formule de THORNTHWAITE (11)	83
VII.4.2.2.	Méthode de BLANEY et CREADDLE (11).....	84
VII.4.2.3.	Méthode de PENMAN et MONTEITH modifiée	84
VII.5.	Calcul des besoins en eau à l'aide du CROPWAT	85
VII.5.1.	L'évapotranspiration réelle ou de culture ETR.....	85
VII.5.2.	Calcul de l'évapotranspiration potentielle	86
VII.5.3.	Calcul des besoins net des cultures	86
VII.5.3.1.	Les pluies efficaces	87
VII.5.3.2.	Choix des cultures.....	88
VII.5.3.3.	Calcul des besoins nets	89
VII.5.3.4.	Volumes d'eau nécessaires à combler le déficit hydrique	90
VII.6.	Conclusion.....	91

CHAPITRE VIII : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'IRRIGATION

VIII.1.	Introduction.....	92
VIII.2.	CALCUL DU DEBIT FICTIF CONTINU	92
VIII.2.1.	En mois de pointe (Aout) :.....	92
VIII.2.2.	De la culture la plus exigeante :	93
VIII.3.	CALCUL DU DEBIT MAXIMUM JOURNALIER	93
VIII.4.	Calcul des différentes doses et durées d'irrigation.....	93
VIII.4.1.	Calcul des doses d'irrigation.....	93
VIII.4.1.1.	Calcul de la dose nette pratique d'irrigation.....	94
VIII.4.1.2.	Calcul de la dose nette réelle d'irrigation.....	95
VIII.4.1.3.	Calcul de la dose brute	95
VIII.4.1.4.	Calcul des besoins journaliers réduits	95
VIII.4.2.	Calcul de la fréquence et des durées d'arrosage	96
VIII.4.2.1.	Calcul de la fréquence minimale d'arrosage	96
VIII.4.2.2.	Durée des arrosages.....	96
VIII.4.2.3.	Durée journalière d'arrosage	97
VIII.5.	Dimensionnements du réseau d'irrigation et de l'ouvrage de stockage.....	97
VIII.5.1.	Découpage de la parcelle en postes.....	98
VIII.5.2.	Calcul des diamètres des rampes et portes rampes	98
VIII.5.2.1.	Calcul du nombre de goutteurs par poste	99
VIII.5.2.2.	Calcul du débit d'une rampe et d'une porte rampe.....	99
VIII.5.2.3.	Diamètres des rampes et portes rampes	99
VIII.5.3.	Dimensionnement des conduites secondaires	100

VIII.5.3.1.	Le débit	100
VIII.5.3.2.	La vitesse	100
VIII.5.3.3.	Calcul du diamètre	100
VIII.5.3.4.	Calcul pertes de charge linéaires (12)	101
VIII.5.4.	Dimensionnement de la conduite principale.....	102
VIII.5.5.	Dimensionnement de la bache de distribution	103
VIII.5.6.	Pression nécessaire à fournir en tête du réseau et choix de la pompe	103
VIII.5.6.1.	Calcul de la pression en tête du réseau.....	104
VIII.5.6.2.	Caractéristiques et choix de la pompe :.....	105
VIII.6.	Dimensionnement de la conduite d'amenée.....	106
VIII.6.1.	Généralités sur le calcul du diamètre économique.....	106
VIII.6.2.	Pertes de charges hydrauliques dans les conduites (12).....	107
VIII.6.2.1.	Perte de charge linéaire	107
VIII.6.2.2.	Perte de charge singulière.....	108
VIII.6.3.	Calcul du diamètre économique.....	109
VIII.6.3.1.	Hauteur Manométrique Totale.....	109
VIII.6.3.2.	Puissance absorbée par la pompe.....	110
VIII.6.3.3.	Energie consommée par la pompe	111
VIII.6.3.4.	Frais d'exploitation	112
VIII.6.3.5.	Frais d'amortissement	113
VIII.6.3.6.	Coût total	114
VIII.7.	Conclusion.....	115

CHAPITRE IX : ORGANISATION DE CHANTIER ET ESTIMATION DU COUT DE PROJET

IX.1.	Introduction.....	116
IX.2.	Frais des travaux de terrassements.....	116
IX.2.1.	Calcul des volumes de déblais et remblais.....	117
IX.2.2.	Cout total des terrassements.....	119
IX.3.	Frais de construction du réservoir.....	119
IX.4.	Frais des tuyauteries et des accessoires nécessaires au réseau	120
IX.5.	Coût finale du projet.....	121
IX.6.	Conclusion	122

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation du secteur d'étude

Tableau I.1 : Coordonnées de la station pluviométrique.....	04
Tableau I.2 : Répartition de la pluviométrie mensuelle.....	05
Tableau I.3 : Répartition mensuelle moyenne des vitesses du vent	06
Tableau I.4 : Evaporation mensuelle et annuelle.....	07
Tableau I.5 : Distribution mensuelle de la Température maximale et minimale.....	07
Tableau I.6 : Distribution mensuelle de l'humidité relative de l'air.....	09
Tableau I.7 : Répartition mensuelle moyenne des gelées	09
Tableau I.8 : moyenne mensuelle et annuelle de L'insolation en heure.....	09
Tableau I.9: précipitations et températures moyennes mensuelles.....	09
Tableau I.10 : classification de climat selon MARTON.....	11

Chapitre II : Constat de la réutilisation des eaux usées épurées en Algérie

Tableau II.1 : normes de rejets internationales	18
Tableau II.2 : Les valeurs limite des paramètres de rejet dans un milieu récepteur.....	19
Tableau II.3 : les 3cas du rapport (DCO/DBO ₅).....	22
Tableau II.4 : Le rapport (DCO/DBO ₅) pour les différents rejets.....	23

Chapitre III : aptitude cultural er ressources en sol

Tableau III.1: propriétés hydrodynamiques des sols.....	29
---	----

Chapitre IV : Présentation de la station d'épuration

Tableau IV.1 : Données de base de la STEP de GUELMA.....	33
Tableau IV.2 : Caractéristiques des grilles.....	34
Tableau IV.3 : <i>Caractéristiques</i> de l'ouvrage (Dessablage-déshuilage).....	36
Tableau IV.4 : paramètres de dimensionnement de Décantation secondaire.....	39
Tableau IV.5 : paramètres de dimensionnement de l'ouvrage (Désinfection des eaux).....	40
Tableau IV.6 : Caractéristiques techniques de l'ouvrage (epaaisseur).....	42

Tableau IV.7 : Caractéristiques de l'ouvrage (lit de séchage).....	43
---	-----------

Chapitre VI : Etude hydrologique

Tableau VI.1 : Coordonnées de la station pluviométrique Bordj-sabath.....	66
Tableau VI.2: Répartition mensuelle et annuelle des pluies.....	67
Tableau VI.3 : Données de l'échantillon d'étude.....	70
Tableau VI.4 : Les résultats d'ajustement à la loi normale(Gauss).....	73
Tableau VI.5 : Résultats de l'ajustement à la loi log- normale(Galton).....	75
Tableau VI.6 : Reconstitution de l'année de probabilité 80%.....	78

Chapitre VII : Evaluation des besoins en eau des cultures

Tableau VII.1 : évapotranspiration potentielle journalière calculée par CROPWAT.....	86
Tableau VII.2 : pluies efficaces extraites des pluies de probabilité 80%.....	87
Tableau VII.3 : Le calendrier cultural.....	87
Tableau VII.4 : Olivier.....	89
Tableau VII.5 : Agrumes.....	89
Tableau VII.6: Volumes d'eau nécessaires à l'irrigation.....	90

Chapitre VIII : Dimensionnement du réseau d'irrigation

Tableau VIII.1 : Calcul des doses et durées des irrigations.....	98
Tableau VIII.2 : Caractéristiques des rampes.....	101
Tableau VIII.3 : Caractéristiques des portes rampes.....	102
Tableau VIII.4 : calcul de diamètre et de perte de charge linéaire des C.S.....	104
Tableau VIII.5: Choix des diamètres de la conduite principale.....	105
Tableau VIII.6: Calcul des volumes d'eau nécessaires pour irriguer chaque tranche.....	106
Tableau VIII.7: Calcul de la pression à fournir à la tête du réseau.....	107

Tableau VIII.8 : diminution des diamètres des conduites secondaires.....	108
Tableau VIII.9: diminution des diamètres de la conduite principale.....	108
Tableau VIII.10: Calcul de la nouvelle pression à fournir à la tête du réseau.....	108
Tableau VIII.11 : Variation journalière des tarifs de l'énergie électrique.....	112
Tableau VIII.12: Calcul des pertes de charges de la HMT de la pompe et sa puissance.....	113
Tableau VIII.13 : Calcul des frais de l'exploitation et des frais d'installation.....	113
Tableau VIII.14 : Calcul du bilan ou du coût total de l'installation.....	113

Chapitre IX : Organisation de chantier Estimation du coût du projet

Tableau IX.1: Calcul des volumes des déblais et remblais.....	117
Tableau IX.2: Frais des organes de l'ouvrage de tête.....	120
Tableau IX.3 : Frais des organes de constituant tous les postes d'irrigation.....	120
Tableau IX.4 : Frais des organes de la conduite d'amenée.....	120
Tableau IX.5 : Frais des organes de la conduite principale	121
Tableau IX.6 : Frais des organes de la conduite principale	121

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : La situation de la willaya de Guelma.....	2
Figure I.2 : La situation de la commune d'Oued Zenati.....	3
Figure I.3 : La situation de la station d'épuration de la commune d'Oued Zenati.....	4
Figure I.5 : Précipitation moyenne mensuelle de la station de Bordj Sabath.....	6
Figure I.6 : Evaporation moyenne mensuelle de la station de Hammam Debagh.....	7
Figure I.7 : Température moyenne mensuelle de la station de Hammam Debagh.....	8
Figure I.8 : Diagramme de Gaussen.....	10
Figure I.9 : Diagramme bioclimatique d'EMBERGER.....	12
Figure II.1 : Nature de la pollution des eaux.....	17
Figure IV.2 : Schéma de la station dépuraton	32
Figure IV.2 : Poste de dégrillage grossière.....	35
Figure IV.3 : Refus de dégrillage.....	35
Figure IV.4 : Compresseur	37
Figure IV.5 : Poste dessablage-déshuilage.....	37
Figure IV.6 : Poste de décanteur primaire.....	38
Figure IV.7 : Poste de Bassin d'aération.....	38
Figure IV.8 : Poste de dégazeur.....	39
Figure IV.9 : Poste de décantation secondaire.....	40
Figure IV.10 : Poste de désinfection des eaux traitées.....	41
Figure IV.11 : Épaississeur.....	42
Figure IV.12 : Poste de déshydratation naturelle (lit de séchage).....	43

Figure V.1 : Schéma d'un réseau jouant le double rôle de sub-irrigation et drainage.....	52
Figure V.2 : Trame d'un réseau d'irrigation localisée.....	57
Figure V.3 : Différents organes de l'ouvrage de tête d'un réseau d'irrigation localisée.....	64
Figure VI.1 : L'allure des points sur du papier a probabilité.....	71
Figure VI.2 : allure des points sur le papier a probabilité d'ajustement à la loi normale.....	74
Figure VI.3 : allure des points sur le papier a probabilité d'ajustement à la loi log normale.....	76
Figure IX.1 : Disposition de la conduite dans une tranchée.....	117

LISTE DES PLANCHES

Planche 01 : Plan de masse.

Planche 02 : Plan de situation de la zone d'étude.

Planche 03 : Plan de la station d'épuration de Oued Zenati.

Planche 04 : Plan de projection du réseau d'irrigation.

Planche 05 : Plan de répartition des cultures sur le périmètre.

Planche 06 : Profil en long de cheminement le plus long.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est la clef de tous les développements socio-économiques et de la préservation d'écosystèmes sains. Avec l'accroissement de la population et de l'augmentation des exigences que fait peser le développement sur les eaux souterraines et de surface pour les besoins des secteurs domestiques, agricoles et industriels, ce qui crée des tensions et conflits entre les utilisateurs et des contraintes excessives sur l'environnement [source :cours d'agriculture moderne].

Le stress accru induit à l'échelle mondiale par l'augmentation de la demande et de la pollution sur les ressources d'eau douce est profondément préoccupant [source : les réseaux d'irrigation].

En Algérie, et spécialement dans la région d'Oued Zenati, la disponibilité de la ressource hydrique est désormais compromise au cours de ces dernières années à cause bien entendu des effets de la sécheresse et de la surexploitation de ces précieuses ressources.

Le domaine agricole n'est pas épargné par ce problème, en effet on a enregistré au cours de cette période des baisses de rendements importants d'après les services de la DSA de Guelma.

Ce projet rentre dans ce contexte, il vise à mieux maîtriser la gestion de la ressource en eau souterraine dans la région d'Oued Zenati en optimisant son usage dans le domaine agricole. En effet, ce projet en question consiste à dimensionner un réseau d'irrigation capable de combler le déficit hydrique au niveau du périmètre Oued Zenati.

Pour bien mener cette étude, nous avons réparti notre travail en neuf chapitres : Le premier est une représentation du secteur d'étude, secondé par un constat de la réutilisation des eaux usées épurées en Algérie les différentes, d'une Aptitude culturale et ressources en sol, d'une présentation de la station dépuratoire, d'une revue bibliographique sur l'irrigation sous pression, d'une étude hydrologique, ainsi l'évaluation des besoins en eaux des cultures à irriguer, puis du dimensionnement des ouvrages du réseau d'irrigation, et on termine par une estimation du coût final du projet.

CHAPITRE I

Présentation du secteur d'étude

CHAPITRE I : PRESENTATION DU SECTEUR D'ETUDE**Introduction :**

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

L'étude détaillée des principaux facteurs climatiques, vont nous permettre de déterminer le type de climat caractérisant la zone d'étude.

La connaissance et l'analyse des différents facteurs du périmètre sont indispensable dans le cadre d'une conception d'un réseau d'irrigation, puisqu'elles sont à la base de divers calculs, tels que : le calcul des besoins en eau des cultures nécessaire dans le dimensionnement.

La willaya de Guelma se trouve à l'Est de l'Algérie, elle se situe entre 06 willayas au Nord par Annaba, à Nord-Est par El-Taref, à Nord-Ouest par Skikda, à l'Est par Souk ahras, à l'Ouest par Constantine et au sud par la willaya d'Oum Bouaki et voilà le schéma explicatif :

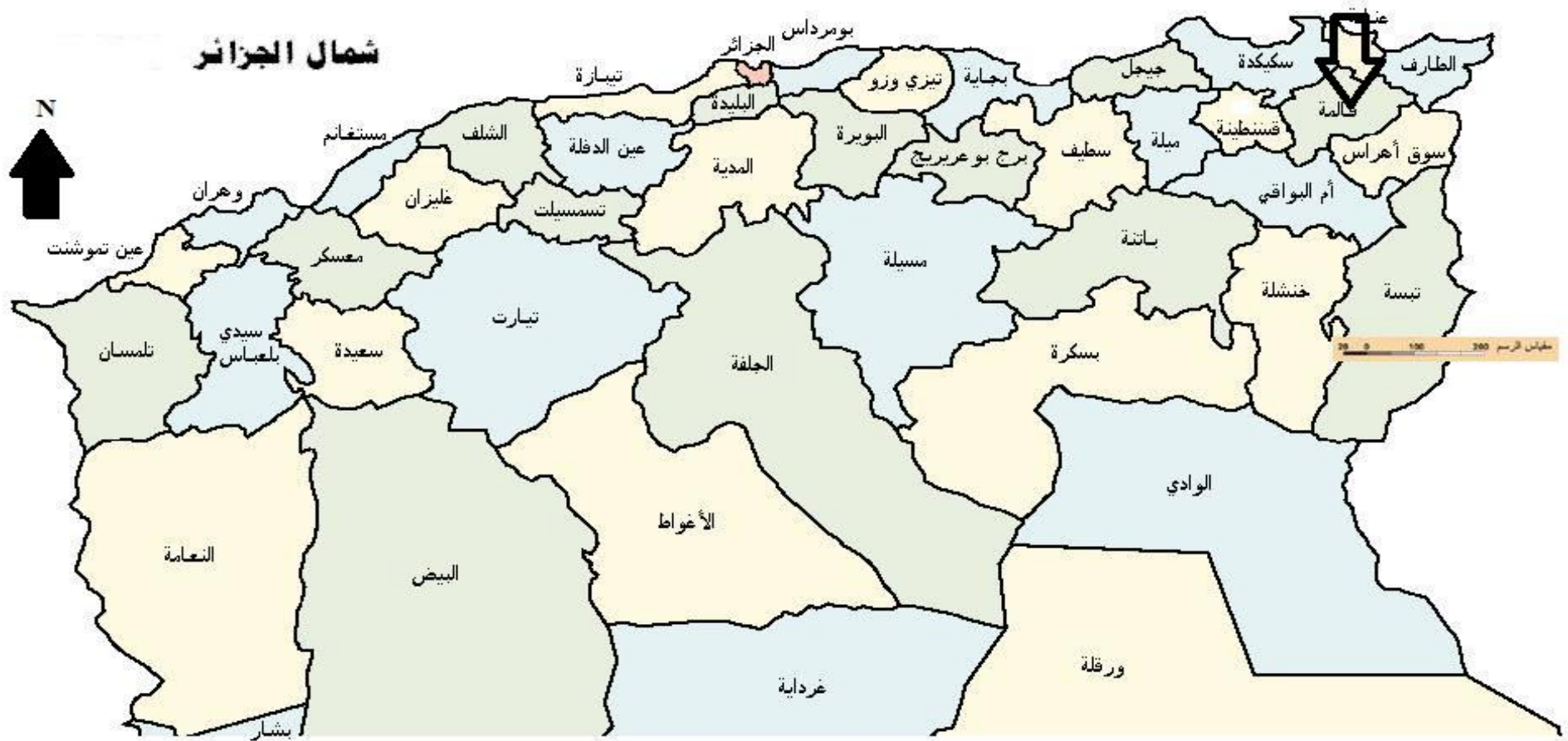


Figure I.1 : La situation de la willaya de Guelma.

I.1 Localisation et présentation de la parcelle d'étude

I.1.1 Situation géographique

Oued Zenati est une commune algérienne située dans le nord-est du pays.

Elle est une daïra de la willaya de GUELMA à 472 Km à l'est d'Alger, à 40 Km coté sud-ouest du GUELMA, à 100Km d'Annaba et 70Km de Constantine.



Source : Google earth

Figure I.2 : La situation de la commune d'Oued Zenati.et la step

Le périmètre d'oued Zenati (150 ha) se situe sous la route vers la commune d'Oued Zenati. La station d'épuration d'Oued Zenati se trouve dans le périmètre qui possède capacité nominale de 46.000 m³/j et 229.979 EH en 2015, 57.630 m³/j et 288.147 EH en 2025

I.1.3. Relief et Hydrographie :

Oued Zenati se situe à une altitude de 621Km et le relief y est très montagneux, traversé par la chaîne de montagne de Atlas tellien

I.2. Conditions Géologiques :

L'ensemble des formations géologiques au niveau du périmètre de Oued Zenati constituent des dépôts continentaux d'Albien, de Cénomaniens, de l'argile inférieure et l'argile supérieure et enfin le gré supérieur et le gré inférieur.

I.3. Les conditions climatiques :

Dans ce chapitre, nous allons utiliser les données de la station météorologique de Bordj Sabath qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau I.1 : Coordonnées de la station pluviométrique.

Code	Station	X (km)	Y (km)	Altitude (m)	Pluviométrie mensuelle (mm)
14 03 02	Bordj Sabath	888.736	355.020	525.00	558.57

Source : ANRH de Constantine.

Pluviométrie calculée à partir des séries d'observation de 28 ans (1985-2013)

a. Précipitations :

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

Les valeurs totales des précipitations annuelles et leur répartition mensuelle ainsi que les précipitations maximales journalières sont évaluées sur la base des données des observations de la station météorologique de Bordj Sabath qui se trouvent à proximité du périmètre d'irrigation Oued Zenati et dont les relevés sont les plus représentatifs.

Tableau I.2 : Répartition de la pluviométrie mensuelle donnée par la station de Bordj Sabath.

Station	Précipitations Mensuelles 1985/2013 (mm)												
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Bordj Sabath	33.72	34.54	64.79	85.72	83.26	70.29	62.74	49.73	42.17	16.46	4.59	10.55	558.57
14 03 02	6.04	6.18	11.6	15.35	14.9	12.58	11.2	8.90	7.55	2.95	0.82	1.89	100.00

Source : ANRH de constantine

Avec une pluviométrie moyenne d'environ 558.57 mm par an, on peut dire d'ores et déjà que la zone souffre d'un déficit en eau important, et que l'irrigation sera une nécessité absolue.

Une analyse plus poussée des données nous permet de distinguer les saisons suivantes :

- La saison pluvieuse : cette saison dure 6 mois elle va du mois de Novembre jusqu'à mois d'Avril, pendant cette période nous enregistrons **74.53 %** des précipitations totales annuelle avec des maximale réparties entre Décembre et Février.
- La saison moyennement pluvieuse : cette saison dure 3 mois la trouve au début de la saison sèche (Mai), ainsi qu'à la fin de cette dernière (Septembre et Octobre).
- La saison sèche : cette saison dure 3 mois elle va du mois de Juin jusqu'à au mois de Aout, on enregistre pendant la période allant de mois de juin au mois d'Août des minimale qui peuvent atteindre les **5.66 %** des pluies annuelles.

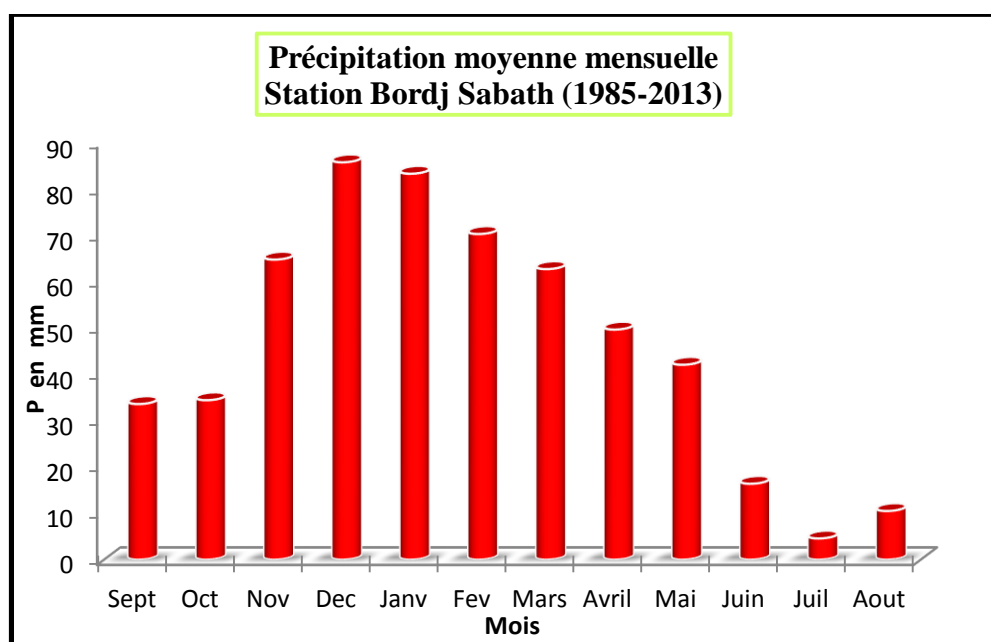


Figure I.5 : Précipitation moyenne mensuelle de la station de Bordj Sabath.

b. Les vents :

Les moyennes mensuelles des vitesses du vent exprimées en (m/s), sont rassemblées dans le tableau I.04.

Tableau I.3 : Répartition mensuelle moyenne des vitesses du vent (période 1985/2013).

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	V _{moy}
V (m/s)	1.9	2.25	2.43	2.38	2.05	2.38	2.18	2.07	1.8	1.73	1.85	2.13	2.10

La vitesse moyenne annuelle du vent est de l'ordre de 2,10 m/s, la vitesse maximale est enregistrée aux mois d'avril et mars avec des valeurs respectives de 2,38 m/s, 2,43 m/s et le minimal est de 1,73 m/s enregistrée au mois d'octobre.

c.Évaporation :

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

Tableau. I.4 : Évaporation mensuelle et annuelle.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
E mm	464,71	301,71	169,79	101,14	97,71	127,57	211,79	277,71	429,93	652,79	841,36	746,79	4355,43
%	10,67	5,38	3,90	2,32	2,24	2,93	4,86	6,38	9,87	14,99	19,32	17,15	100,00

Source : Station de Hammam Debagh

Ce tableau montre que l'évaporation est importante entre le mois de mai et septembre correspondant à un volume évaporé de **72 %** et faible du mois d'Octobre à mars où le volume évaporé est de **28%**.

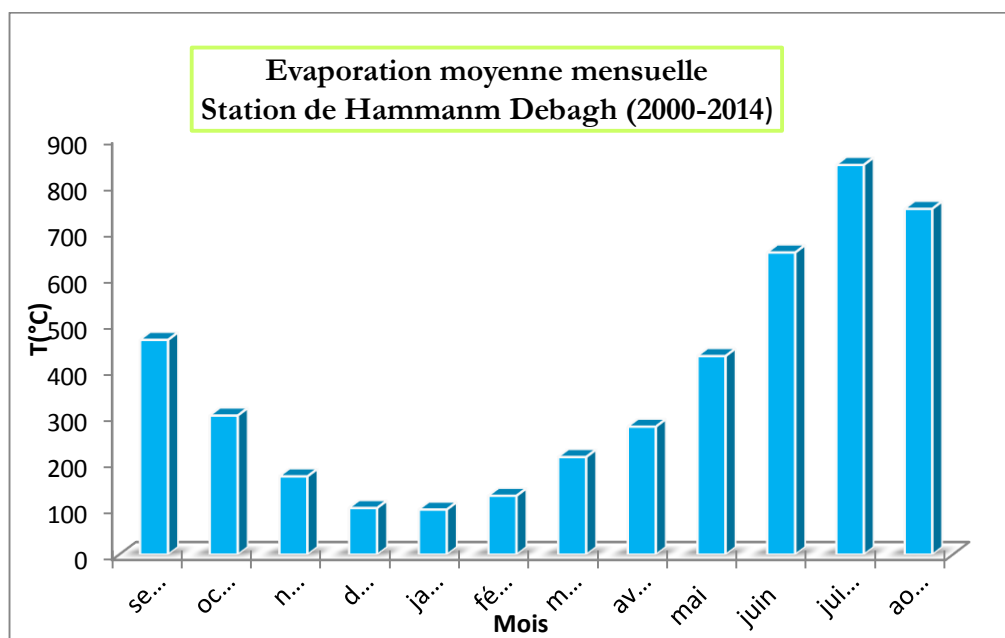


Figure I.6 : Évaporation moyenne mensuelle de la station de Hammam Debagh.

d.Températures :

Le régime de température dans la région du périmètre d'irrigation d'OuedZenati, se caractérise par un été sec et chaud et un hiver froid et humide.

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

Tableau I.5 : Distribution mensuelle de la température de l'air au niveau de la station de Hammam Debagh (1985-2013).

Température °C	Mois												Moyenne
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
Tmin(C°)	18.27	13.93	8.13	4.24	3.12	3.33	7.04	11.02	14.28	19.15	22.26	22.18	12.24
Tmax(C°)	29.46	25.47	18.19	14.15	13.58	13.91	18.30	21.17	25.46	31.54	36.02	35.24	23.54
Tmoy(C°)	23.86	19.70	13.16	9.20	8.35	8.62	12.67	16.09	19.87	25.34	29.14	28.71	17.89

Source : Station de Hammam Debagh .

La température d'air moyenne annuelle est de 17.89 °C.

L'été est très chaud avec une température moyenne mensuelle de 23.54. Exceptionnellement, les plus hautes températures peuvent atteindre 29.46°C jusqu'à 36.02°C.

L'hiver est relativement doux avec des températures moyennes mensuelles de 12.24 °C, les plus basses températures de l'air peuvent tomber jusqu'au de 3 à 4°C.

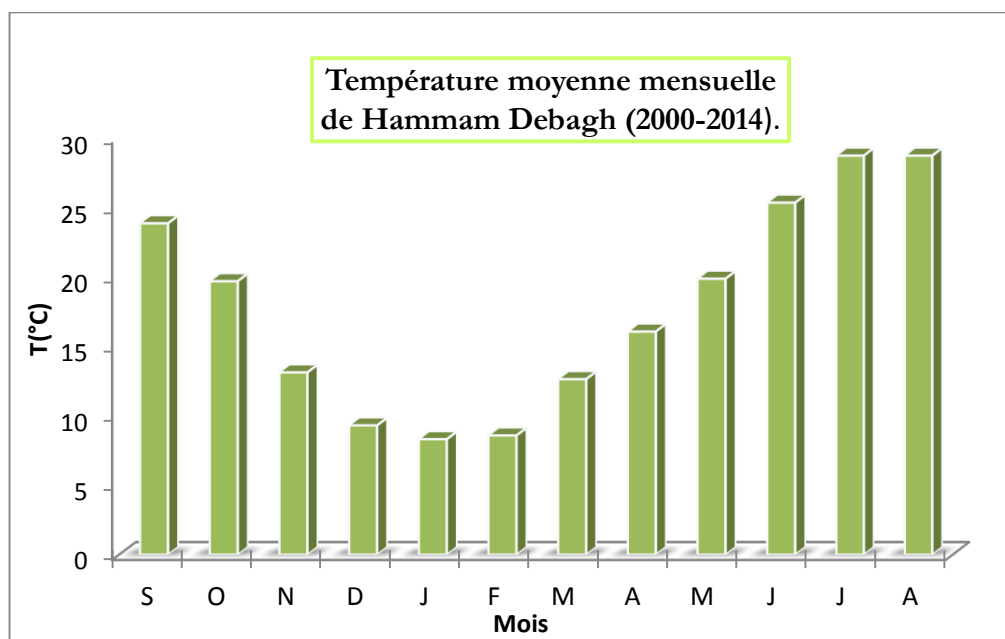


Figure I.7: Température moyenne mensuelle de la station de Hammam Debagh.

f. Humidité :

Nous enregistrons au niveau de la station d'Oued Sabath une humidité moyenne annuelle de l'ordre de 61 %. La distribution mensuelle de l'humidité de l'air est donnée ci-dessous :

Tableau I.6 : Distribution mensuelle de l'humidité relative de l'air (1985-2013) (en %)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy Année
Hr(%)	76	72	65	62	58	47	40	44	57	63	72	77	61

Source : Station de Hammam Debagh

D'après le tableau ci-dessus présente la répartition mensuelle de l'Humidité relative de l'air. A travers lequel, nous remarquons que les taux d'Humidité les plus élevés sont enregistrés en 04 mois du Juin jusqu'au Octobre.

h. Gelée blanche :

Les données interannuelles sont données dans le tableau I.05,

Tableau I.7 : Répartition mensuelle moyenne des gelées (période 1985/2013).

Mois	Jan	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC
Gelée	9.1	7.6	4.2	1.1	0	0	0	0	0	0	0.3	6.1

Source : station météorologique

La fréquence de jours de gelée est relativement faible.

C'est pendant les mois de janvier qu'on note le nombre de journées de gelée où il dépasse les neuf (09) jours par an. Cette composante du climat a un effet néfaste sur la végétation.

D. insolation

Tableau I.8 : moyenne mensuelle et annuelle de L'insolation en heure.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nove	Dec	Année
Moyenne (heure)	190	201	230	253	263	284	299	290	250	229	182	176	2847
Heure/jour	6.13	7.18	7.42	8.43	8.48	9.47	9.64	9.35	8.33	7.39	6.06	5.68	7.8

Source : Station météorologique

I.4.Représentation du diagramme de Gaussen : (voir figure N° I.5)

Dans cette représentation, les mois secs sont définis comme étant les mois où le total des précipitations exprimées en (mm) est égal ou inférieur au double des températures moyennes

mensuelles exprimées en (C°). Le contraire est bien sûr valable pour les mois humides. Pour la représentation de ces graphiques on a le tableau suivant :

Tableau.I.9: précipitations et températures moyennes mensuelles.

Mois	A	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J
P (mm)	10,55	33,72	34,54	64,79	85,72	83,26	70,29	62,74	49,73	42,17	16,46	4,59
T (C°)	28,71	23,86	19,70	13,16	9,20	8,35	8,62	12,67	16,09	19,87	25,34	29,14

En résumé :

- Mois sec : $P \text{ (mm)} \leq 2T \text{ (C°)}$
- Mois humide : $P \text{ (mm)} \geq 2T \text{ (C°)}$

Avec : P (mm) : Précipitations moyennes mensuelles.

T (C°) : Températures moyennes mensuelles.

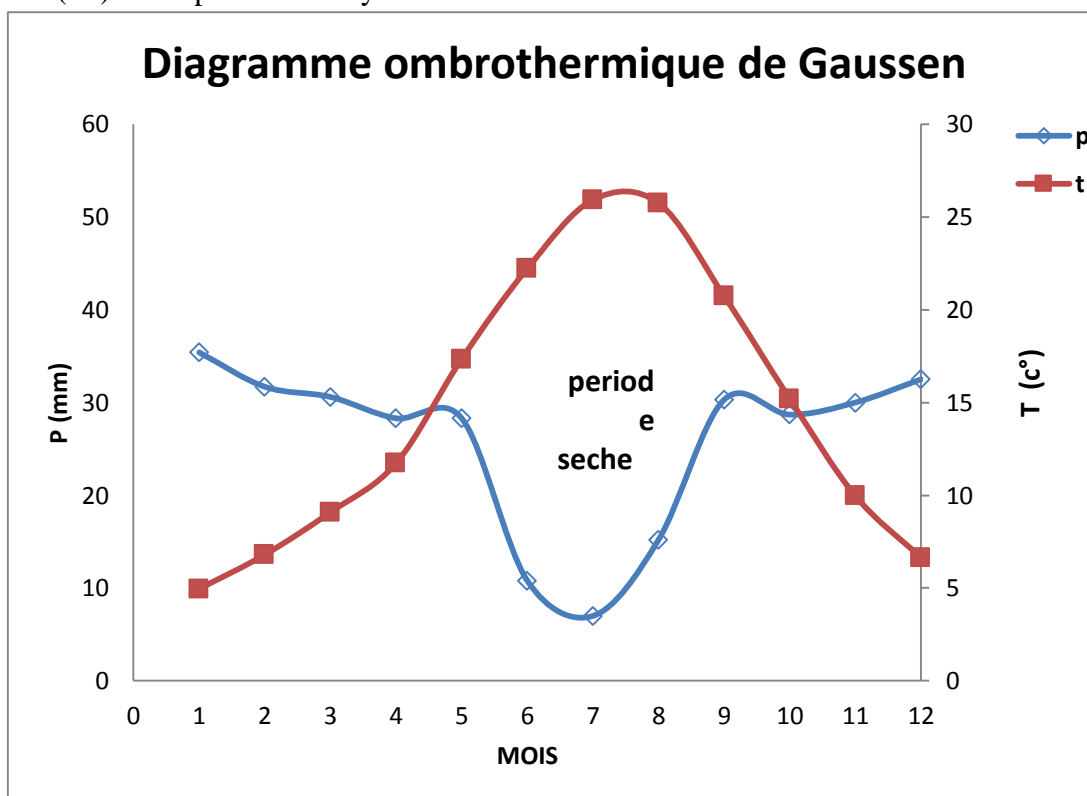


Figure I.8 Diagramme de Gausse.

Nous pouvons constater de ce diagramme que nous avons deux saisons, l'une sèche qui dure 6 mois et qui va du mois de Mai jusqu'au mois d'Octobre, pendant cette période l'irrigation est une nécessité absolue.

La seconde période est humide, ces derniers 6 mois pendant laquelle le recours à l'irrigation peut être une nécessité si on enregistre un déficit en eau.

I.5.1. Classification de climat :**I.5.1.1. Classification du climat selon l'indice de MARTON :**

L'indice d'aridité ou de MARTON est un paramètre de classification du climat afin de nous permettre de savoir si l'irrigation est indispensable ou pas par rapport au type de climat.

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

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

Avec :

I_A : indice de MARTON

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

T : température moyenne annuelle en °c

Tableau I.10 : classification de climat selon MARTON.

VALEURS DE I	TYPE DE CLIMAT	IRRIGATION
$I < 5$	désertique	Indispensable
$5 < I < 10$	Très sec	Indispensable
$10 < I < 20$	Sec	Souvent indispensable
$20 < I < 30$	Relativement humide	Parfois utile
$I > 30$	Humide	Inutile

Pour : $P = 558.57$ mm

$T = 17.89$ °C

On aura : $I_A = \frac{558.57}{17.89 + 10} = 20.03$

Selon l'indice d'aridité calculé, on constate d'après la classification ci-dessus que la région est soumise à un régime climatique Relativement humide, où l'irrigation est Parfois utile.

I.5.1.2. 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, caractérisant une région donnée en égard des facteurs climatiques (température max ; min et précipitation) ainsi que la nature de la saison hivernale. Le quotient d'EMBERGER que nous avons projeté sur le diagramme bioclimatique est le suivant :

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

Avec :

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 :

$$P = 558.57 \text{ mm}$$

$$M = 36.02 + 273 = 309.02 \text{ K}^\circ$$

$$m = 3.12 + 273 = 276.12 \text{ K}^\circ$$

On aura :

$$Q = \frac{1000 * 558.57}{\frac{309.02 + 276.12}{2} (309.02 - 276.12)} = 58.03$$

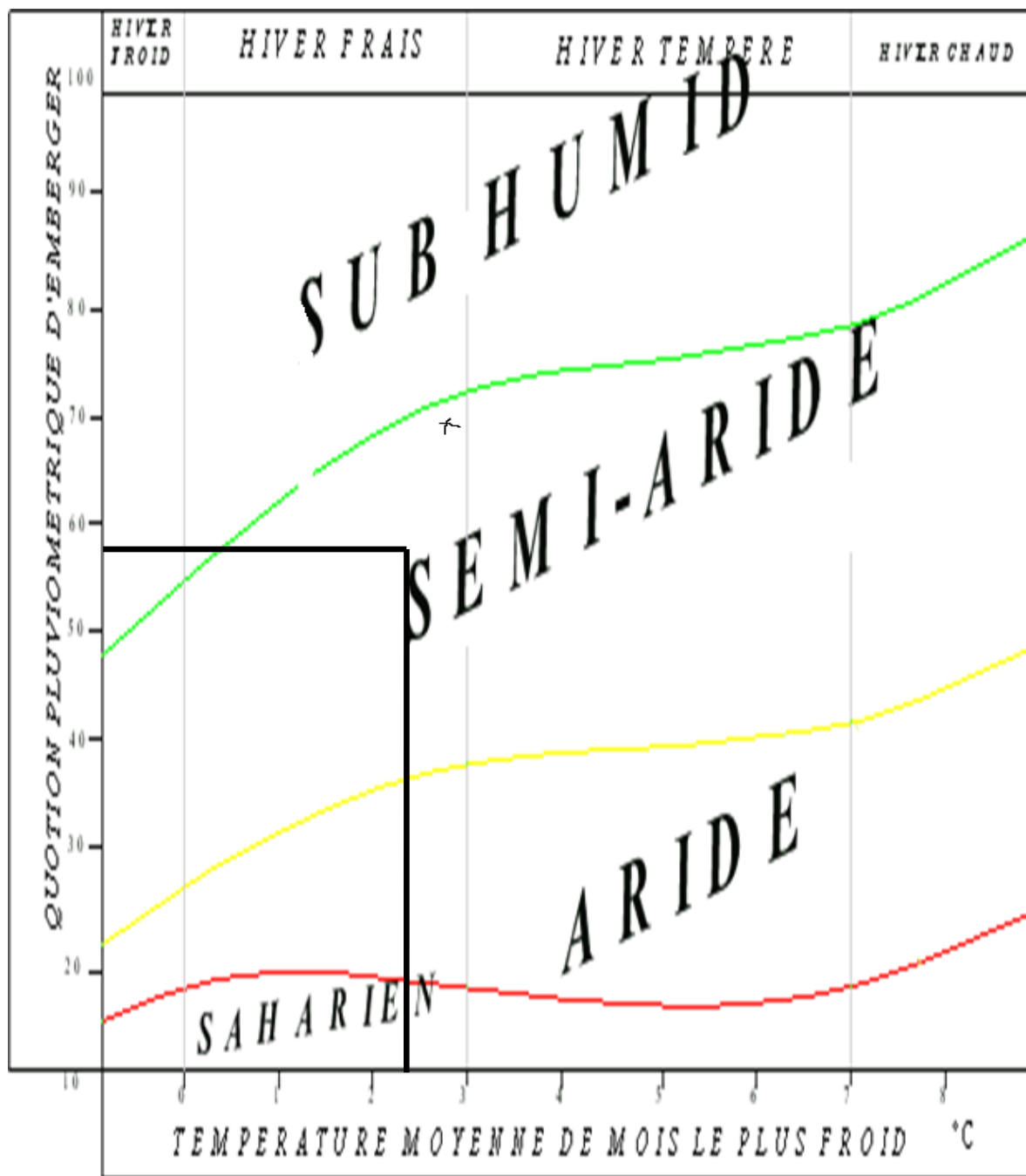


Figure I.9 : Diagramme bioclimatique d'EMBERGER

A partir du quotient obtenu et de sa projection sur le diagramme bioclimatique d'Emberger nous pouvons constater que le climat de cette région d'étude est de type semi-aride à hiver frais.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons traité les principales données qui nous aiderons à connaître la nature du climat de la zone d'étude et à déterminer par la suite les besoins en eaux du périmètre.

Le diagramme ombro-thermique nous a permis de distinguer deux période à savoir ; une période humide, et une autre sèche qui représente la période d'irrigation

Enfin, il vient de conclure que la situation du périmètre le rend stratégique dans la mesure où il sera investi en agriculture. En effet, sa situation géographique favorable le rend accessible ainsi que sa situation climatique relativement humide qui va jouer un rôle important en terme de mobilisation des ressources en eau allouées à irriguer ce permettre.

CHAPITRE II

Constat de la réutilisation des eaux usées épurées en Algérie

CHAPITRE II : CONSTAT DE LA REUTILISATION DES EAUX USEES EPURE EN ALGERIE

INTRODUCTION

II .1 Définition de la réutilisation des eaux usées :

La réutilisation des eaux usées recouvre deux notions complémentaires, le traitement puis la réutilisation proprement dite d'eaux usées.

Les eaux usées sont les eaux rejetées par les collectives et les industries et qui sont acheminées par les égouts en station d'épuration afin d'être traitées.

II .2 Objectifs de la réutilisation des eaux usées :

La réutilisation des eaux usées a un double objectif :

-elle permet d'une part de mobiliser une ressource en eau supplémentaire, et d'autre part de protéger les milieux récepteurs (eaux de surface). En effet, les eaux usées, au lieu d'y être déversées, sont dérivées, après un traitement supplémentaire approprié, vers des usages qui sont le moyen d'une élimination de leur charge polluante résiduelle .

La REU peut donc satisfaire deux types de besoins, l'un quantitatif, l'autre qualitatif.

II .3 Quelques exemples de la réutilisation des eaux usées :

A .En Algérie :

Devant le déficit hydrique accru que connaît notre pays, l'ONID s'est lancé dans un vaste programme qui consiste à réutiliser les eaux usées épurées en aménageant des périmètres à l'aval de chaque station d'épuration et lagune.

Le potentiel de cette ressource en Algérie est estimé à 750 m³ et atteindra le volume de 1,5 milliards de m³ à l'horizon 2020.

A ce titre, la réalisation et l'aménagement de deux périmètres, à titre expérimental

- Le périmètre de Hennaya (W-Tlemcen) sur 912 ha, qui est alimenté partir des eaux usées épurées de la STEP de Ain El Hout de Tlemcen Ce périmètre est en exploitation
- Le périmètre de Mléta (W-Oran) sur 600 ha, alimenté partir de la STEP de KERMA avec une extension de 5 160 ha qui est en cours de réalisation

B. Dans le monde

La réutilisation des eaux usées épurées est une pratique très répandue dans le monde et essentiellement dans les régions affectées par des pénuries de ressources en eau.

-Aux Etats-Unis, 34 Etats disposent de réglementations ou de recommandations relatives à l'usage agricole des eaux usées. Dans ce pays, les réglementations sont souvent très strictes. Par exemple, en Californie, la norme imposée pour l'irrigation par aspersion des cultures à consommation humaine et l'arrosage de zones où un contact corporel est possible avec la végétation (parcs, terrains de jeu, pelouses d'écoles...) était en 1993 de 2,2 coliformes totaux par 100 millilitres. Les grandes réussites de réutilisation des eaux usées traitées sont ceux de Bakersfield et Orange County en Californie et Manatee County en Floride.

A Bakersfield, 64000 m³ par jour d'effluents primaires et secondaires issus de trois stations d'épuration sont utilisés pour l'irrigation de coton, de luzerne, de maïs, d'orge et de betteraves à sucre. A Orange County, 800 hectares d'espaces verts urbains sont arrosés et 400 hectares de terres agricoles sont irrigués. Enfin, à Manatee County, 79000 m³ par jour sont utilisés pour irriguer des terrains de golf et des parcs et 3000 hectares de cultures agricoles et de pépinières sont irrigués. En Grande Bretagne, cette technique qui était sur le point de disparaître dans les années 50, a retrouvé une part de son importance passée. Dans ce pays, la recharge de nappe par des eaux usées constitue une autre forme indirecte et très répandue de recyclage. Aussi au Japon malgré une moyenne de précipitation annuelle haute (environ 1730 mm par an), le Japon connaît certains problèmes d'approvisionnement en eau en raison d'une forte densité de population sur un territoire restreint. De ce fait, plusieurs projets de réutilisation des eaux usées ont vu le jour dans les grandes métropoles. L'Australie est l'un des continents les plus secs. Depuis 1991, il y a eu un rapide développement des initiatives liées au recyclage de l'eau et notamment dans le cadre de la réutilisation des eaux usées urbaines. En France, la réutilisation des eaux épurées est très répandue aussi.

II.2 NATURE ET ORIGINE DES EAUX USEES

II.2.1 Nature des eaux usées :

Dans l'eau usée, on retrouvera des matières minérales et organiques en solution et en suspension. Une partie de ces substances seront biodégradables et d'autres inertes mais elles contribueront toutes à des niveaux divers à une certaine écotoxicité de l'eau. La première manifestation de la pollution des eaux usées domestiques est due aux matières organiques, qui provoquent une consommation importante de l'oxygène dissous par les micro-organismes qui prolifèrent dans les milieux pollués. On va déterminer la pollution en mesurant la quantité d'oxygène respirée par les micro-organismes ou la Demande Biochimique en Oxygène après 5 jours (DBO₅). Cette mesure étant souvent longue, on peut oxyder la matière organique par un réactif chimique. On déterminera alors la Demande Chimique en Oxygène (DCO). Il est également intéressant de déterminer la quantité de particules en suspension et donc susceptibles de décanter ou de flotter. On mesure, pour ce faire, les Matières En Suspension (MES).

Parmi les éléments présents dans l'eau, deux sont très importants car indispensables à la synthèse des micro-organismes et des végétaux dans le milieu aquatique. Il s'agit de l'azote N et du phosphore P assimilés généralement par les plantes sous forme de nitrates NO₃⁻ et de phosphates PO₄³⁻.

II.2 .2 Origine des eaux usées urbaines:

Les eaux usées proviennent de diverses activités de part leur origine, ces eaux peuvent être classées en trois catégories principales :

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

II.2.2.1 Les eaux domestiques

Les eaux usées d'origine domestique sont issues de l'utilisation de l'eau (potable de la majorité des cas) par les particuliers pour satisfaire tous les usages ménagers. Lorsque les habitations sont en zone d'assainissements collectifs les eaux usées domestique se trouvent dans les égouts. On distingue généralement deux types d'eaux usées domestiques qui arrivent toute deux dans le réseau d'assainissement :

- Les eaux vannes qui correspondent aux eaux de toilettes ;
- Les eaux grises qui correspondent à tous autres usages; lave- linge, lave vaisselle, douche etc....

La composition des eaux usées d'origine domestique peut être extrêmement variable et dépend de trois facteurs :

- La composition original de l'eau potable qui elle-même dépend de la composition de l'eau utilisé pour produire l'eau potable de la qualité de traitement de cette eau, des normes sanitaire des pays concerné de la nature des canalisations, etc.... ;
- Des diverses utilisations par les particuliers qui peuvent apporter un nombre quasi-infinie de polluants ; tout les produits d'entretien lessive mais aussi, solvants, peintures, mercure de thermomètre, colle, etc....
- Les utilisateurs eux même qui vont rejeter de la matière organique dans les égouts (cuisines), la matière organique est le polluant majoritaire des eaux domestiques, ce type de rejets apporte également des micro-organismes et des contaminants divers (Médicaments), etc....

II.2.2.2 Les eaux industrielles

Il peut s'agir des eaux qui ont été utilisées dans les processus de fabrication industrielle comme matière première, des eaux de refroidissement, des eaux de lavage,... Elles peuvent contenir différents types de polluants:

- ✓ Des gaz dissous: NO_x , SO_x , HCl, HF, H_2S ,....
- ✓ Des matières minérales: dissoutes (acides, métaux lourds, sels: nitrates, sulfates, chlorures,...) ou non (cendres, sable, terre, ...).
- ✓ Des matières organiques: dissoutes (produits de dégradation thermique, cyanures, produits organiques contenant du soufre, matières fermentescibles,...) ou non (huiles, graisses,...).

De nombreuses industries possèdent leur propre station d'épuration permettant de rabattre la pollution des effluents et de respecter les normes de rejet dans les réseaux d'égout.

II.2.2.3 Les 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.

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...).

II.2.2.4 les matières de vidange :

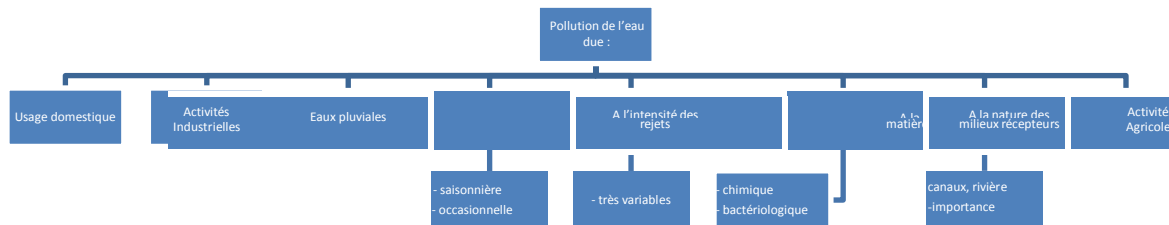
Dans toutes les communes, il existe des habitants non raccordés ou non raccordables à l'égout public. Or, toute fosse septique ou appareil équivalent produit Obligatoirement des matières de vidange. L'évacuation et le traitement de ces matières domestiques font partie intégrante de l'assainissement.

Ces matières de vidange sont un concentré de pollution .leur rejet, inconsideré dans le milieu naturel accroît les risques sanitaires de pollution des eaux et les nuisances.

II.2 .3 Nature de la pollution : [1] .

La pollution de l'eau est une dégradation de sa qualité naturelle provoquée par l'Homme et ses activités.

La nature de la pollution peut être résumée par le schéma suivant :



(Source : Direction de l'environnement, 1990).

Figure II.1 : Nature de la pollution des eaux.

II. 3 CONDITIONS DE REJET D'EFFLUENTS:

La norme est représentée par un chiffre qui fixe une limite supérieure à ne pas dépassée ou une limite inférieure à respecter. Un critère donné est rempli lorsque la norme est respectée pour un paramètre donné Une norme est fixée par une loi, une directive, un décret.

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.

II. 3 .1 Les Normes internationales : [2] .

Les normes internationales selon l'organisation mondiale de la santé respective pour les eaux usées sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : normes de rejets internationales

Caractéristiques	Normes utilisées (OMS)
PH	6,5-8,5
DBO5	<30 mg/1
DCO	<90 mg/1
MES	<20 mg/1
NH+4	<0,5 mg/1
NO2	1 mg/1
NO3	<1 mg/1
P2O5	<2 mg/1
Température T	<30°C
Couleur	Incolore
Odeur	Inodore

Source : organisation mondiale de la santé

II. 3 .2 Les Normes Algériennes:

Les eaux usées collectées, dans les réseaux urbains ou les eaux usées directement émises par les industries, ne doivent être rejetées dans un milieu récepteur naturel (rivière, lac, littoral marin, ou terrain d'épandage) que lorsqu'elles correspondent à des normes fixées par voie réglementaire.

Le Décret exécutif n° 93-160 du 10 Juillet 1993, du Journal Officiel de la République Algérienne réglementant les rejets d'effluents liquides dans son chapitre I, article 2 (voir annexe 1), définit un rejet comme tout déversement, écoulement, jets, dépôts directs ou indirects d'effluents liquides dans le milieu naturel et fixe, en son annexe, les valeurs limites de ce rejet.

Ces mêmes valeurs viennent d'être renforcées par un nouveau texte réglementaire ; le Décret Exécutif n° 06-141 du 20 Rabie El Aouel 1427 correspondant au 19 Avril 2006, section 1,

article 3 (voir annexe 2). Les valeurs limites maximales de rejet d'effluents fixées par ces deux décrets sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Les valeurs limite des paramètres de rejet dans un milieu récepteur [3].

N°	Paramètres	Unités	Valeurs Limites	Tolérances aux valeurs limites anciennes installations
1	Température	°C	30	30
2	pH	-	6,5 - 8,5	6,5 - 8,5
3	MES	mg/l	35	40
4	Azote Kjeldahl	"	30	40
5	Phosphore total	"	10	15
6	DBO5	"	35	40
7	DCO	"	120	130
8	Aluminium	"	3	5
9	Substances toxiques bioaccumulables	"	0,05	0,01
10	Cyanures	"	0,1	0,15
11	Fluor et composés	"	15	20
12	Indice de phénols	"	0,3	0,5
13	Hydrocarbures totaux	"	10	15
14	Huiles et graisses	"	20	30
15	Cadmium	"	0,2	0,25
16	Cuivre total	"	0,5	1
17	Mercuré total	"	0,01	0,05
18	Plomb total	"	0,5	0,75
19	Chrome Total	"	0,5	0,75
20	Etain total	"	2	2,5
21	Manganèse	"	1	1,5
22	Nickel total	"	0,5	0,75
23	Zinc total	"	3	5
24	Fer	"	3	5
25	Composés organiques chlorés	"	5	7

Source : Journal Officiel de la République Algérienne, 2006

II.4 CARACTERISATION DES EAUX USEES

La composition des eaux usées est extrêmement variable en fonction de leur origine (*industrielle, domestique, etc.*). Elles peuvent contenir de nombreuses substances, sous forme solide ou dissoute, ainsi que de nombreux micro-organismes. En fonction de leurs caractéristiques physiques, chimiques, biologiques et du danger sanitaire qu'elles représentent,

ces substances peuvent être classées en quatre groupes : les micro-organismes, les matières en suspension, les éléments traces minéraux ou organiques, et les substances nutritives.

II.4.1 Caractéristiques physiques :

II.4.1.1 Température :

C'est un paramètre important pour le bon fonctionnement des systèmes de purification, dans la mesure où il peut influencer d'une manière essentielle sur la concentration de saturation de l'oxygène qui diminue avec l'augmentation de la température de l'eau et l'activité des microorganismes épurateurs.

La température moyenne pour la majorité des rejets de l'air d'étude se situe autour de 15°C.

Cette valeur ne dépasse pas 30°C, elle est donc conforme aux caractéristiques d'une eau usée urbaine et favorisent la croissance des micro-organismes responsables de l'épuration et permettant ainsi des meilleurs rendements d'épuration.

Des températures extrêmes <8°C et >30°C peuvent avoir une influence négative sur la vie des microorganismes, en particulier lors des variations importantes et soudaines.

II.4.1.2 La Conductivité :

La mesure de la conductivité permet d'évaluer rapidement la salinité du rejet. Une conductivité électrique de l'eau supérieure à 1500 µs/cm entraîne une minéralisation excessive.

La conductivité moyenne de l'effluent brut examiné pour les différents rejets, se situe dans la fourchette des valeurs habituellement trouvées dans une eau usée urbaine

Ce qui reflète une bonne minéralisation.

II.4.1.3 La Turbidité :

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

II.4.1.4 Couleur et Odeur :

En général, la couleur et l'odeur ont été utilisées comme les premiers indicateurs de la pollution de l'eau.

La couleur d'une eau usée urbaine est grisâtre, mais certains rejets industriels (teinture, papeteries...) contiennent des colorants particulièrement stables.

Il existe plusieurs gaz qui donnent des odeurs, résultant d'une fermentation ou décomposition, parmi lesquels on peut citer NH₃, H₂S...

II.4.1.5 Les matières en suspension (M.E.S) :

Il est d'usage en traitement des eaux d'appeler « Matières En Suspension », des impuretés séparables par filtration ou centrifugation.

Les matières en suspension se composent des matières organiques et minérales.

Les valeurs de nos échantillons analysées des différents rejets se situent dans les valeurs habituellement enregistrée dans une eau usée domestique moyennement chargée en matières en suspension et nécessite un traitement approprié.

II.4.2 Caractéristiques chimiques :

II.4.2.1 Le pH (potentiel hydrogène) :

Le pH de l'effluent brut examiné pour les différents rejets se situe bien dans la fourchette des valeurs généralement observées pour les eaux usées urbaines à caractère ménagère (6,5-8,5).

On peut constater que ces valeurs enregistrées pour les différents rejets, se situent dans la bonne gamme d'activité microbienne, ce qui favorise le traitement biologique.

II.4.2.2 Demande biochimique en oxygène (DBO₅) :

On entend par la demande biochimique en oxygène (DBO₅) la quantité d'oxygène(O₂) consommée dans les conditions de l'essai d'incubation durant cinq jours à une température de 20°C et à l'obscurité, pour assurer la dégradation par voie biologique de certaines matières organiques présentes dans l'eau.

Cet important paramètre nous fournit par ailleurs des indications sur le temps, qu'il sera nécessaire de prévoir pour l'épuration biologique et sur les quantités d'air à employer.

Pratiquement, nous y mesurons la consommation d'oxygène dissous (O₂) des microorganismes pendant 5 jours.

La DBO d'une eau résiduaire est généralement inférieure à sa demande chimique en oxygène (DCO); cela est confirmé dans tous les échantillons analysés.

La concentration moyenne de la DBO₅ de l'effluent brut examiné des différents rejets se situe au-dessous de celle habituellement rencontrée dans une eau usée domestique (entre 200 et 400 mg/L).

II.4.2.3 La demande chimique en oxygène (DCO) :

La demande chimique en oxygène (DCO) complète la mesure de la DBO₅, en tenant compte des matières organiques difficilement dégradables (non biodégradables), en cinq (05) jours, mais qui constituent une source de pollution potentielle.

La concentration moyenne de la DCO de l'effluent brut examiné des différents rejets reflète celle d'une eau usée urbaine, qui est généralement inférieure à 950 mg/L.

II.4.2.4 Le Carbone organique total (TOC) :

Le carbone organique total (TOC) est la quantité de carbone lié dans un composant organique. Il est souvent utilisé comme indicateur non spécifique de la qualité de l'eau.

La détermination porte sur les composés organiques fixes ou volatils, naturels ou synthétiques, présents dans les eaux résiduaires (cellulose, sucre, huiles, etc.). Cette mesure permet de faciliter l'estimation de la demande en oxygène liée rejets et d'établir éventuellement une corrélation avec la DBO et la DCO. Le carbone organique est constitué

d'une grande diversité de composés organiques à plusieurs états d'oxydation dont certains sont susceptibles d'être oxydés par des procédés chimiques ou biologiques. Ces fractions sont caractérisées par la demande chimique en oxygène (DCO) et la demande biochimique en oxygène (DBO).

Les valeurs retenues en carbone organique total de nos échantillons analysés Oscillent entre 17,49 et 56,27 mg/L.

II.4.2.4 Le rapport (DCO/DBO₅) :

Le rapport — est utilisé comme index de biodégradabilité des eaux usées on distingue trois cas cités dans le tableau suivant :

Tableau II. 3 : les 3cas du rapport (DCO/DBO₅).

—	Caractéristiques de l'eau
— < 2	Facilement biodégradable donc on peut envisager un traitement biologique
2 < — < 3	L'effluent biodégradable à condition de mettre en place un traitement adéquat (on ajoute des bactéries)
— > 3	Non biodégradable un traitement physico-chimique s'impose

Les effluents biodégradables sont caractérisés par les paramètres suivants :

DCO/DBO < 2, 5 DCO < 750 mg/l

Il est donc intéressant de vérifier la valeur du rapport DCO/DBO pour déduire la nature du rejet, nous prendrons les valeurs moyennes de la DBO et de la DCO.

Tableau II. 4 : Le rapport (DCO/DBO₅) pour les différents rejets [4].

Paramètres Concentrations	DCO (mg/l)	DBO5 (mg/l)	DCO/DBO5
Rejet N°01	626,5	189,43	3.3
Rejet N°02	484,83	190,18	2,5
Rejet N°03	454,5	165,1	2.7
Rejet N°04	501.33	224,68	2.2
Rejet N°05	495.16	113,01	4,3
Rejet N°06	417,66	152.8	2.7
Rejet N°07	359	155,52	2,3
Rejet N°08	517,5	159,48	3,2
Rejet N°09	433,17	143.68	3
Rejet N°10	570,17	187,85	3

Source : DRE(GUELMA2013)

Le rapport DCO/DBO5 est inférieur à 2,5 pour les différents rejets à l'exception de quelques rejets (rejet N°01, rejet N°05, rejet N°08, rejet N°09, rejet N°10) qui ont une valeur supérieure à 2,5.

Pour les eaux usées domestiques, le rapport **DCO/DBO5** peut atteindre 2,5 à 3 sans inconvénient très sensible.

Donc on peut dire que les différents rejets contiennent des matières organiques biodégradables.

II.4.3 Caractéristiques complémentaires :

II.4.3.1 Azote ammoniacal (NH₄) :

En générale, dans les eaux résiduaires urbaines à prédominance domestiques, et dans le cas où il n'existe pas d'activité économique fortement polluante, les valeurs

de l'azote ammoniacal (NH₄) se situent entre 15 et 85 mg/l.

II.4.3.2 L'azote total(Nt) :

L'azote retrouvé dans les eaux de surfaces peut provenir des rejets urbains ou industriels ainsi que du lessivage des sols enrichis en engrais azoté. En ce qui concerne les rejets urbains, l'azote a principalement pour origine les urines. Pour les rejets industriels l'azote provient en

particulier d'installations agricoles alimentaires (brasseries, abattoirs, sucreries....) mais aussi d'industries chimiques. Il en résulte que suivent les régions et les villes la part respective due aux rejets domestiques, Industriels et agricoles, pour la pollution des eaux superficielles, sera extrêmement variable.

Les valeurs retenues en azote total de nos échantillons analysés oscillent entre 34 et 76 mg/l.

II.4.3.3 Ortho phosphates (PO₄):

Les valeurs moyennes retenues en ortho phosphates pour les différents rejets sont se situent dans la gamme théorique généralement trouvée dans les eaux usées qui est De [6 - 20 mg/l].

II.4.3.4 Le phosphore total(Pt) :

Le phosphore intervient dans la formation de la biomasse bactérienne ainsi que dans le développement des algues, il est susceptible de favoriser leur multiplication où ifs contribuent à l'eutrophisation. Son dosage est important car il peut modifier les conditions de formation des floes bactériens en agissant comme défloculants lors du traitement biologique.

Dans les eaux usées, la part des rejets humains ne représente que 30 à 50 % du phosphore total (entre 5 et 20 mg/L), le reste provenant des produits de nettoyage.

Les valeurs retenues en phosphore total des différents rejets analysés se situent dans cette fourchette.

II.4.3.5 Les métaux lourds :

L'analyse chimique des échantillons des différents rejets fait apparaître que tes produits toxiques se trouve sous forme de traces et par conséquent, il ne peut y avoir d'inhibition de l'épuration ou un effet toxique sur l'activité des microorganismes épurateurs.

II.4.4 Caractéristiques microbiologiques :

Les eaux résiduaires urbaines contiennent de nombreux germes (*champignons, amibes, protozoaires, bactéries, virus*) dont certains sont pathogènes. La présence de coliformes et de streptocoques témoigne d'une contamination fécale de ces eaux qu'il est impératif de les épurer pour préserver le milieu naturel

Les bactéries pathogènes, essentiellement des entérobactéries: salmonelles (fièvres typhoïdes, toxi-infection), shigelles (bacilles dysentériques), colibacilles, auxquelles il faut ajouter les leptospires, les mycobactéries (bacilles de la tuberculose).

Les virus, représentés par :

- ✓ Les entérovirus : poliovirus, coxsachie A et B et schovirus (méningites).
- ✓ Les réovirus et les adénovirus (affections respiratoires).
- ✓ Le virus de l'hépatite A.

Les parasites : œufs des vers (tænia, ascaris, etc....)

CONCLUSION:

-Les différentes méthodes d'irrigation ont des mesures spéciales pour l'utilisation des eaux usées comme : l'aspersion, il faut une Restriction de qualité de l'eau et Filtration pour éviter l'obstruction des mécanismes son rendement est moyen, micro-irrigation na Pas de mesures de protection nécessaires, son rendement agricole est élevé.

. - La gestion intégrée des eaux usées épurées en Algérie, désormais Institutionnellement reconnue comme un modèle de partenariat public- privée, est la meilleure approche pour une mise en valeur et une gestion efficace et durable des eaux usées épurées, face à des demandes en eau en augmentation.

.

CHAPITRE III

Aptitude culturelle et ressources en sol

CHAPITRE III : APTITUDE CULTURALE ET RESSOURCES EN SOL

III. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de définir les sols destinés à l'irrigation et les caractéristiques hydrodynamiques des sols indispensables pour le calcul des doses d'arrosages et l'emplacement des réseaux d'irrigation ou de drainage.

L'étude agro-pédologique du périmètre d'Oued Zenati a pour but d'identifier les types de sols et définir les aménagements qui s'imposent pour une valorisation judicieuse.

III.1 Classification des sols se trouvant dans le périmètre d'étude

Les types de sols rencontrés dans le périmètre sont les sols minéraux bruts les sols peu évolués d'apports alluviaux issues déformations indifférenciées à tendance bruns calcaires, modales et à horizon de profondeur mal drainant et des sols peu évolués d'apports colluviales issues déformations indifférenciées modales. Les caractères spécifiques prédominants dans la zone d'étude et qui influent d'une manière restrictive l'aptitude des sols sont la profondeur, le calcaire, la structure et la texture au quel il faut ajouter les inondations fréquentes qui ont des conséquences néfastes et sur les sols et les aménagements.

-Les sols étudiés sont :

III.1.A –Classe des sols minéraux bruts

Les sols les plus importants sont les sols minéraux bruts non climatiques, ces sols forment des franges dans les parties hautes du périmètre, ils résultent essentiellement de l'érosion intense qui se produit sur les pentes fortes (supérieure à 10%), mettant ainsi le transport des horizons superficiels qui deviennent moins épaisses et une de leur partie est en même temps compensée par des alluvions provenant des sols des crêtes.

La pédogenèse qui s'exerce dans les sols de ces formations est soit récente ou peu accentuée ce qui explique la formation des sols brun calcaires. L'évolution affecte surtout les horizons supérieurs à structure grumeleuse, et des horizons sous-jacents est très variable est généralement polyédrique ou se présente en éclats poreux. Leur valeur agricole est faible.

- **Travaux et aménagements obligatoires** : routage et lutte contre l'érosion.

- **Description:**

- 0–23cm: couleur à l'état bruns ombre; texture argilo limoneuse, structure grumeleuse, enracinement abondant de céréales, mycéliums et nodules de calcaire, horizon poreux ,peu compact, effervescence à l'H Cl Moyennement forte;
- Plus de 23 cm: couleur à l'état brun gris claire; texture limono argileuse, structure grumeleuse,

faible enracinement de céréales, horizon à accumulation calcaire, horizon poreux, plus compact que l'horizon superficielle avec la présence de gravier.

III.1.B– Classe des sols peu évolués

Ces sols se situent dans les parties hautes du périmètre , ils résultent essentiellement de l'érosion intense qui se produit sur les pentes fortes, mettant ainsi le transport des horizons superficiels qui deviennent moins épais et une de leur partie est en même temps compensée par des alluvions provenant des sols des crêtes.

La pédogenèse qui s'exerce dans les sols de ces formations est soit récente ou peu accentuée ce qui explique la formation de sols à tendance brun calcaires. L'évolution affecte surtout les horizons supérieurs à structure grumeleuse, et des horizons sous-jacents très variables

• Description:

- 0–28cm: couleur à l'état sec jaune orange terne; texture limoneuse, structure grumeleuse, enracinement abondant de céréales, nodules de calcaire, horizon poreux, peu compact, effervescence à l'HCl Moyennement forte;
- Plus de 28cm: couleur à l'état sec jaune orange terne; texture limono-argileuse, structure polyédrique fine, faible enracinement de céréales, nodules de calcaire, horizon poreux, plus compact que l'horizon superficielle avec la présence de gravier, effervescence à l'HCl est forte.
- **Travaux et aménagements obligatoires:** routage lutte contre l'érosion à un niveau de pentes fortes.

III.2 Détermination des aptitudes culturales des sols

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

Les critères de détermination des aptitudes culturales reposent essentiellement sur les caractères morphologiques des sols et leur position topographique sans tenir compte de la ressource en eau. La détermination a été établie en considérant que l'on dispose d'une eau d'irrigation de bonne qualité.

III.3 Occupation des sols du périmètre

a. Historique de l'occupation

Oued Zenati est à 30km de Guelma. Elle fait partie de sa wilaya. Ses douars sont réputés pour l'agriculture, surtout céréalière. Jadis, la variété de blé qui portait le nom de cette daïra, était considérée comme une des meilleures du pays et donc de la Méditerranée. A Oued Zenati.

En effet, le milieu naturel se trouve confronté aux problèmes et contraintes liées globalement à la dégradation des ressources naturelles, accentués par la gestion de l'eau et le choix des espèces à mettre en place. Les cultures pratiquées dans le périmètre d'étude sont :

- Les oliviers
- Les agrumes

III.4 Assainissement des sols

Il concerne surtout les sols inondés en saison pluviale, les travaux sont destinés à évacuer les

excès d'eau qui s'accumulent en surface.

L'aménagement en ados permet d'activer le ressuyage des horizons de surface et facilitera l'exécution des travaux culturaux et l'amélioration des rendements des cultures de la saison.

III.4.1 Amélioration et enrichissement des sols

Les sols de la zone étudiées sont pauvres en matière organique et d'autres éléments fertilisants ; des apports organiques et minéraux permettent d'enrichir chimiquement ces sols et d'améliorer leurs propriétés physiques (structure défavorable, mal aération).

III.4.2 Propriétés hydrodynamiques des sols

Après les analyses on a constaté que la texture des sols de notre périmètre est argilo-limoneuse. Pour une meilleure exploitation de l'irrigation, il est nécessaire de connaître les propriétés hydrodynamiques des sols, indispensables aux calculs des doses d'irrigation.

Tableau III.1: propriétés hydrodynamiques des sols

Texture	Argileux-limoneux
Capacité au champ (%)	26%
Point de flétrissement (%)	17%
Vitesse de perméabilité (mm/h)	7mm/h

Source : A.N.R.H de constantine (2013)

Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'analyse agro-pédologique de la zone d'étude. Les analyses physico- chimiques des sols ont mis en évidence que ces propriétés sont adéquates pour toute mise en valeur ou exploitation de ce périmètre.

Cette prospection pédologique, a fait ressortir différentes classes présentant de bonnes aptitudes culturales.

De façon générale les sols présentent de bonnes aptitudes culturales à diverses spéculations agricoles les plus cultivées dans la région, ce qui constitue un avantage agronomique.

De ce fait, nous avons opté dans ce projet à cultiver les oliviers et les agrumes.

CHAPITRE IV

Présentation de la station d'épuration

CHAPITRE IV : PRESENTATION DE LA STATION D'EPURATION**IV.1. PRESENTATION DE LA STEP**

La future station d'épuration des eaux usées d'Oued Zenati sera implantée au niveau du site choisi par la commission de la willaya de GUELMA, situé au Nord Ouest de la ville d'Oued Zenati sur la route CW menant vers la commune de BORDJ-SABATH

La station dépuration est une zone entourée par des exploitations agricole, ce qui facilite l'acheminement des eaux épurées.

L'accès vers le site choisi est facilité par la présence d'une piste qui mène directement vers le site, facilitant l'accès et les travaux de la réutilisation de la future station d'épuration des eaux usées.

Le site choisi est un endroit éloignée des habitations d'où les désagréments due aux odeurs résultants des procédées d'épuration sont écartés.

La future station d'épuration des eaux usées est dans une zone ou convergeront tous les rejets principales de la ville de Oued Zenati, c'est-a-die que la station est a proximité de l'oued, donc il n'y aura pas de difficulté d'acheminement, suivant le relief on est obligé dans certain endroit de refouler les eaux usées vers la STEP.

Le débit sortant de la STEP est de 42000 m³/j.

La station à une capacité nominale de 46.000 m³/j et 229.979 EH en 2015, 57.630 m³/j et 288.147 EH en 2025 (3).

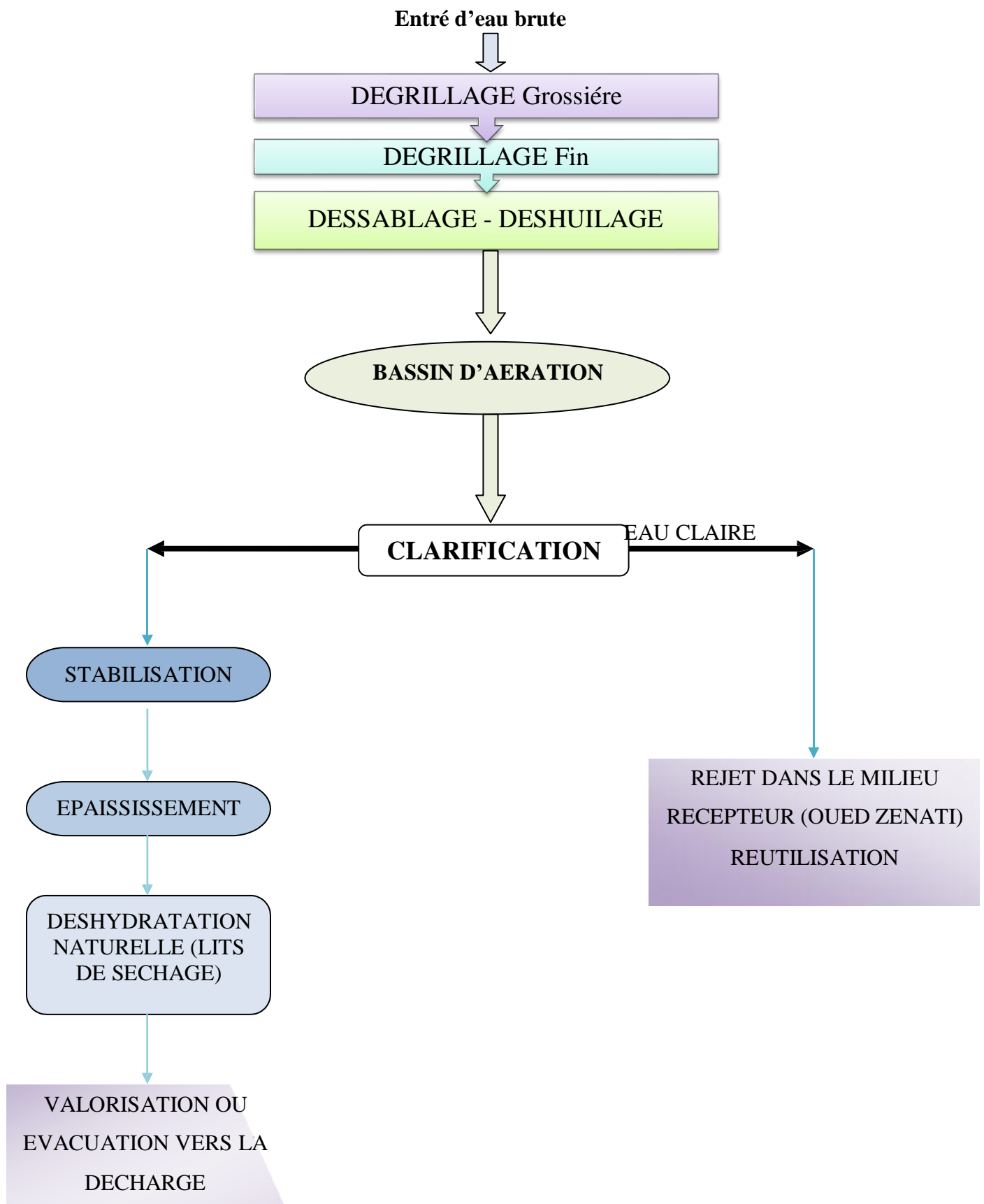


Figure IV.2 : Schéma de la station d'épuration

IV.2. Données liées à la station d'épuration

IV.2.1 Composition des effluents arrivant en tête de la STEP :

Les données de base nécessaires pour le dimensionnement de la STEP sont enregistrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1 : Données de base de la STEP de GUELMA

Paramètres	Unités	Quantité	
		Horizon 2015 (Phase 1)	Horizon 2025 (Phase 2)
Capacité de la STEP	E.H	229979	288147
CHARGE HYDRAULIQUE			
Volume des eaux usées	m ³ /j	46000	57630
Débit moyen journalier	m ³ /j	45995,7	57629,4
Débit moyen horaire	m ³ /h	1917	2401
Coefficient de pointe		1,6	1,6
Débit de pointe en temps sec	m ³ /h	3066,4	3842,0
CHARGE POLLUANTE			
DBO5 journalière	Kg/j	14949	18730
Concentration en DBO5	mg/l	325	325
M.E.S journalière	Kg/l	17248,4	21611,0
Concentration en M.E.S	mg/l	375	375
NTK journalière	Kg/j	2492	3122
Concentration en NTK	mg/l	54	54

Source : DRE (GUELMA2013)

IV.3. PRINCIPE DE TRAITEMENT ADOPTÉ AVEC DESCRIPTION DES OUVRAGES DE LA STEP DE GUELMA:

La station d'épuration de Guelma fonctionne sur la base du procédé Boue activée à moyenne charge, elle est équipée d'ouvrages d'épuration physique et biologique.

- Les ouvrages d'épuration physique comprennent un dégrilleur, un déssableur /déshuileur ainsi qu'un décanteur primaire.
- L'épuration biologique est décomposée comme suit : d'abord, un traitement par boues activées à moyenne charge et ensuite une décantation secondaire.

- Le système d'épuration de la STEP de Guelma se compose de deux lignes principales d'épuration, l'une pour les eaux et l'autre pour les boues.

IV.3.1. Ligne de traitement des eaux :

IV.3.1.1. Arrivée des eaux usées :

Les eaux usées sont refoulées par des postes de pompage sur le réseau (hors présentation) et arrivent sous pression en tête de la station d'épuration : ils déversent dans le bassin du dégrilleur grossier.

IV.3.1.2. Prétraitement :

Comme tout traitement de dépollution, le traitement des eaux usées doit comporter une phase de prétraitements, qui consiste à mettre en place un certain nombre d'opération physique ou mécanique, ayant pour but d'extraire le maximum d'éléments dont la nature ou la dimension constitueraient une gêne pour le procédé ou pour l'équipement. Ces opérations sont : le dégrillage, le dessablage-déshuilage de type longitudinal aéré.

L'élimination des sables et des matières grasses sera réalisée au sein d'un même ouvrage pour économiser de la place.

IV.3.1.2.1. Dégrillage gros/fin

Deux lignes avec deux grilles à barres, la première avec un espacement de 50 mm et la seconde 25 mm, permettra d'éliminer les matières grossières restantes, susceptibles de provoquer des colmatages dans les différentes unités de la STEP, de nuire à l'efficacité des traitements à venir ainsi que de compliquer l'exécution des traitements.

Les matières retenues par les dégrilleurs sont évacuées par un bras à peigne ou un vis transporteur. L'eau de lavage est recyclée devant le dégrilleur. Les matières accumulées sont ensuite évacuées dans une benne.

Tableau IV.2 : Caractéristiques des grilles.

Paramètres	Unité	Dégrillage gros	Dégrillage fin
Nombre d'ouvrage	-	1	1 automatique +1 secours manuel
Débit maximum	m ³ /h	3066,4	3066,4
Espacement des barreaux	mm	50	25
Epaisseur des barreaux	mm	10	10
Largeur de la grille	m	2,27	1,15

Source : DRE (Guelma2013)



REFUS DE DEGRILLAGE

Les refus de dégrillage sont acheminés
Par une bande transporteuse vers une
benne a bordures



Figure IV.3 : Refus de dégrillage

IV.3.1.2.2. Dessablage-déshuilage aéré

Les eaux usées arrivant sur les dessableurs sont scindées en deux files. Le dessablage aura pour but d'extraire des eaux brutes les graviers, sables et particules minérales d'une granulométrie supérieure à 200 μm , de façon à éviter les dépôts dans les canaux et conduites, à protéger les pompes et autres appareils contre l'abrasion.

Il sera réalisé par la réduction de la vitesse d'écoulement combinée à la sédimentation des sables, graviers et boues lourdes. La technologie choisie est celle du dessableur-déshuileur aéré longitudinal. Celui-ci comportera une zone d'aération où l'air est insufflé dans la partie inférieure et une zone tranquillisée destinée à l'accumulation des graisses en surface.

La flottation des huiles et le maintien en suspension des matières organiques seront assurés par de l'air insufflé produit par turbines d'aération immergées.

Les graisses seront reprises par déversement dans des gouïottes, puis dirigées dans une fosse de stockage. Les matières décantées seront envoyées vers un séparateur de sable, où elles subiront un lavage et un détassage à l'eau, puis déchargées dans un conteneur avant mise en décharge.

Un tableau résumant les caractéristiques de l'ouvrage est donné ci-dessous.

Tableau IV.3 : Caractéristiques de l'ouvrage (Dessablage-déshuilage).

Paramètres	Unité	Dimensionnement
Nombre d'ouvrages	-	2
Temps de séjour au débit de pointe	Min	7,83
Temps de séjour au débit moyen	Min	12,5
Débit de pointe	m^3/h	3066,4
Débit moyen	m^3/h	1916,5
Longueur d'un bassin	m	20
Largeur d'un bassin	m	4
surface totale du plan d'eaux	m^2	64
Hauteur d'eaux	m	2,5
Volume utile	m^3	200

Source : DRE (Guelma2013)

GRAISSE ET HUILES

Elles seront extraites par raclage puis déchargées dans une bache à graisses.

SABLES

Les sables seront extraits, séparés de leur eau par un classificateur, puis stockées dans une benne.

Figure IV.4 : Compresseur

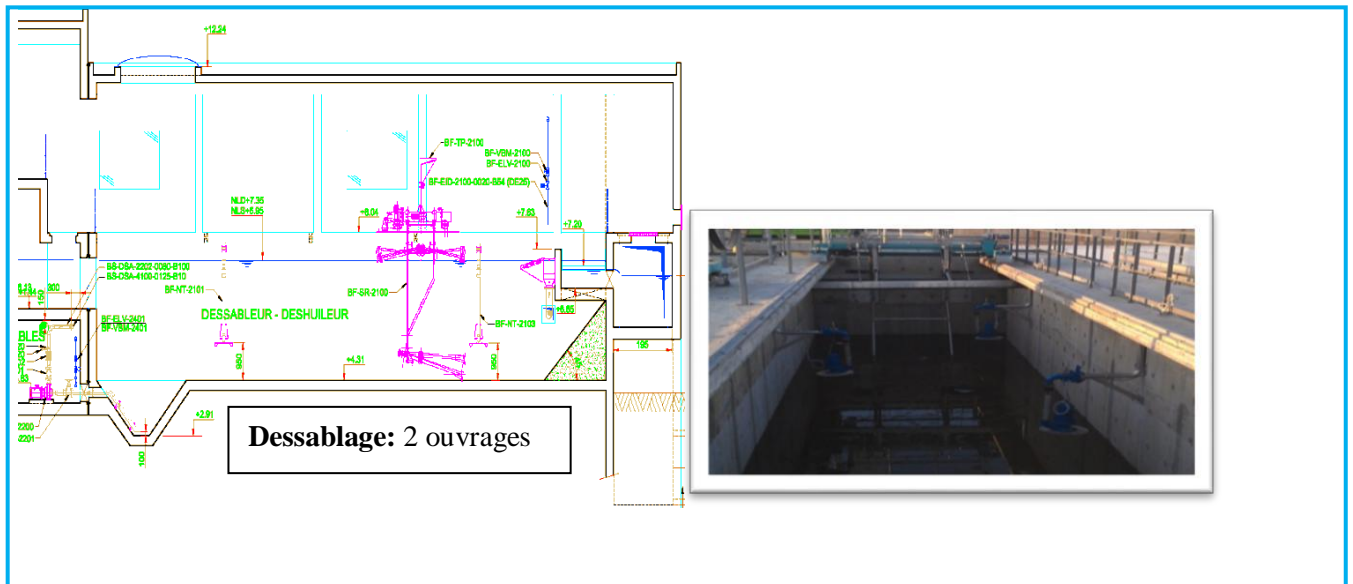


Figure IV.5 : Poste dessablage-déshuilage

Décanteur primaire: traitement physique (2 ouvrages)

- 1 - Elimination MES facilement décantables
- 2 - Vitesse décantation : 1,3 m/h.
- 3 - Piège : ~ 30% de la DBO5.

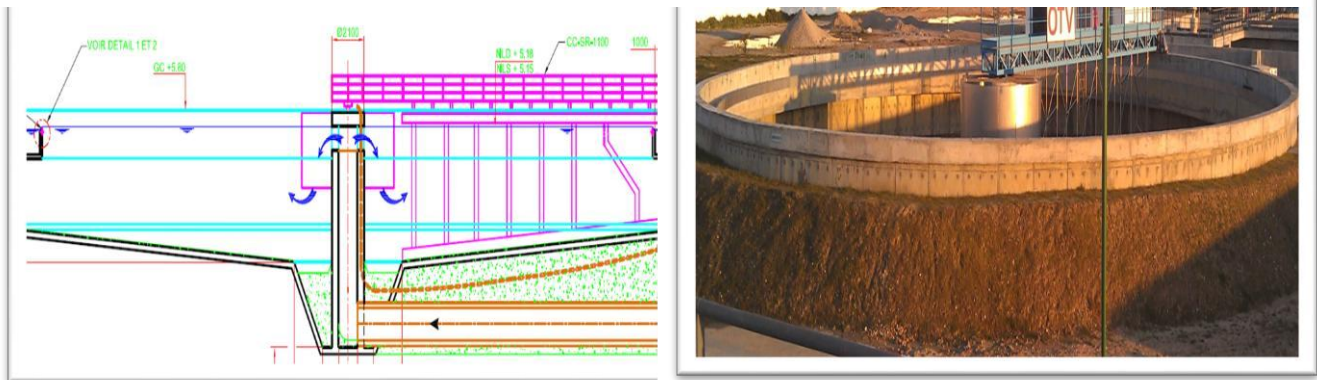


Figure IV.6 : Poste de décanteur primaire

IV.3.1.3. Traitement biologique :

La station d'épuration de Guelma sera du type système à boues activées travaillant à moyenne charge. Les bassins d'aération sont équipés d'aérateurs de surface à axe vertical. Après aération, le mélange eaux - boues activées également appelé liqueur mixte est envoyé dans les bassins de décantation secondaire où s'effectuent l'élimination des boues et récupération des eaux épurées.

IV.3.1.3.1. Bassin d'aération :

Il aura deux lignes de traitement des eaux usées par voie biologique dans des bassins rectangulaires. Les paramètres de dimensionnement de première phase se trouvent ci-dessous

BASSIN D'AE RATION :

- Système d'aération par des turbines de surface a axe vertical dont chaque bassin est composé de quatre(4) aérateurs d'une puissance de 55Kw.
- Le Système est muni d'un analyseur d'oxygène dissous automatique pour la régulation du fonctionnement des aérateurs.



Figure IV.7 : Poste de Bassin d'aération

DEGAZEUR:

En sortie des bassins d'aération un ouvrage de dégazage est prévu pour éviter les départs des MES dans les eaux traitées au niveau des clarificateurs. Cet ouvrage est circulaire équipé d'un bras racleur de surface qui permet de récupérer les mousses et les flottants. Un by-pass de la clarification est également prévu.



Figure IV.8: Poste de dégazeur.

IV.3.1.3.2. Décantation secondaire :

Après un certain temps passé dans le bassin d'activation. Le mélange eaux/boues sera transféré vers le décanteur secondaire où la biomasse est séparée de l'eau épurée. L'effluent décanté est évacué à travers de tuyaux submergé alors que les boues sont récupérées au fond de l'ouvrage pour être recirculées et réensemencer les bassins de boues activées et, pour une partie (en excès), envoyées au traitement des boues.

L'évacuation des boues flottantes des clarificateurs est effectuée à l'aide d'une rigole d'écumage. Les flottants sont dirigés vers le traitement des boues.

Il s'agit aussi de deux ouvrages en béton, de forme cylindro-conique équipés chacun d'un pont racleur. Voir le tableau ci-dessous pour les paramètres de dimensionnement.

Tableau IV.4 : paramètres de dimensionnement de Décantation secondaire.

Paramètres	Unité	Dimensionnement
Nombre de l'ouvrage	-	2
Débit maximum d'eau traitée	m ³ /j	3066.4
Diamètre d'un bassin	m	36.4
Surface totale	m ²	1918
Hauteur d'eau	m	3,5
Volume utile d'un ouvrage	m ³	4300

Source : DRE (Guelma2013)

LE BASSIN DE CLARIFICATION

Assure la séparation par décantation de l'eau épurée et des boues



Figure IV.9: Poste de décantation secondaire.

IV.3.1.3.3. Recirculation des boues décantées (station de pompage) :

Les boues recerclées s'écoulent gravitairement des deux décanteurs vers l'ouvrage de recirculation d'où elles seront renvoyées en tête des bassins de boues activées.

L'équipement (armoire de commande) est installé dans le bâtiment d'exploitation.

IV.3.1.4. Désinfection des eaux :

La désinfection se fera avec de l'hypochlorite de sodium (Na ClO) dans un ouvrage longitudinal mini de chicanes

Mesure du chlore résiduel

Il s'agit d'un ensemble avec sonde et transmetteur délivrant un signal Ce signal servira à asservir l'injection de chlore (Na ClO-réservoir), et à afficher localement et au niveau du tableau de commande la valeur instantanée du chlore résiduel.

Tableau IV.5 : paramètres de dimensionnement de l'ouvrage (Désinfection des eaux).

Paramètres	Unité	Dimensionnement
Nombre de l'ouvrage	-	1
Longueur d'un bassin	m	22,8
Largeur d'un bassin	m	20,8
Hauteur d'eau	m	4.6
Volume de désinfection	m ³	1900
Temps de contact au débit de pointe	min	30
Consommation moyenne de chlore (horizon 2015)	Kg/j	230
Choix de l'oxydant	-	Na ClO
Degré chlorométrique	°	48

Source : DRE (Guelma2013)

LA MESURE DU Débit

A la sortie du clarificateur secondaire, le débit d'eau traité est mesuré sur un venturi en canal ouvert.



Salle de chloration



Bassin de désinfection

Figure IV.10 : Poste de désinfection des eaux traitées.

IV.3.2. Ligne de traitement des boues :**Traitement des boues primaires et des boues en excès.****IV.3.2.1. Bassin de stabilisation :**

La stabilisation aérobie des boues permet de diminuer leur teneur en matière organique et donc leur capacité à fermenter. Il est en effet très difficile de déshydrater des boues fermentescibles. De plus le stockage de boues fermentescibles sur des lits de séchage engendre des nuisances olfactives non négligeables.

Deux (02) bassins de stabilisation avec les caractéristiques unitaires suivantes :

- ✓ Type de l'ouvrage : carré - brassé.
- ✓ Volume unitaire : 4500 m.
- ✓ Surface horizontale d'un bassin : 900 m².
- ✓ Hauteur de boues de chaque bassin : 5.0 m.

IV.3.2.2. Épaississeur :

Les boues en excès ainsi que les boues primaires seront épaissies dans un ouvrage en béton dimensionné directement pour les besoins de la deuxième phase 2025.

Les boues sont aidées en ce sens par un pont roulant rotatif muni de barres verticales qui par brassage facilitent la séparation solide-liquide. Ces ponts seront également équipés de lames raclantes qui poussent les boues décantées et les concentrent au centre dans la trémie de collecte, d'où les boues épaissies sont évacuées par pompage.

L'eau drainée (surnageant) sera réintroduite en tête de la station.

Les caractéristiques techniques de l'ouvrage sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.6 : Caractéristiques techniques de l'ouvrage (Épaisseur).

Paramètres	Unité	Dimensionnement
Nombre de l'ouvrage	-	1
Diamètre	M	24
Surface	m ²	414
Hauteur totale	M	4.00

Source : DRE (GUELMA2013)

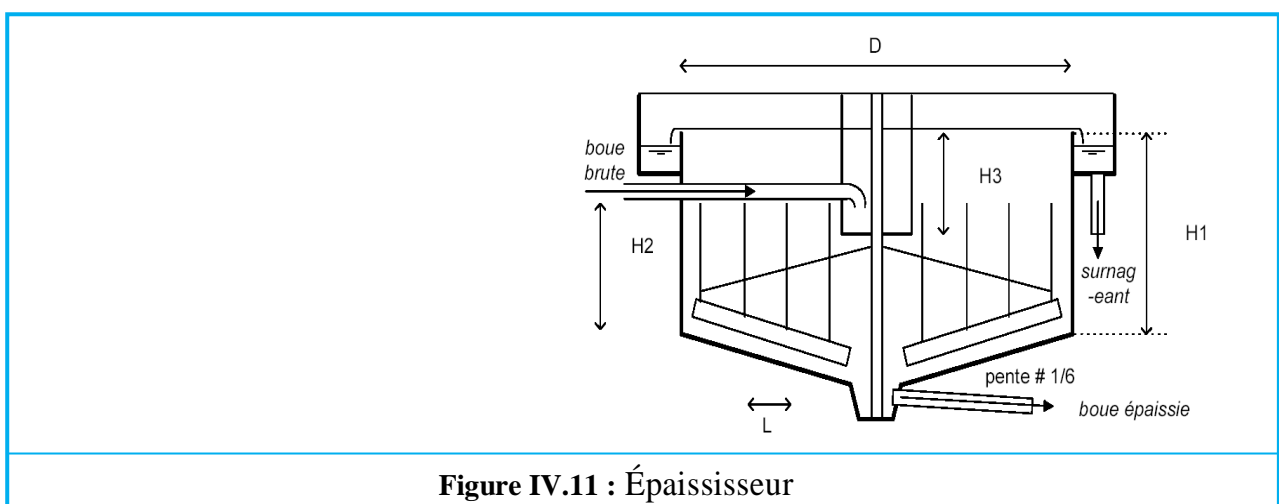


Figure IV.11 : Épaisseur

IV.3.2.3. Lits de séchage

Les boues évacuées de l'épaisseur sont introduites dans des lits de séchage par une conduite d'alimentation conduisant à l'entrée de chaque lit. Ces derniers sont conçus avec un

radier imperméable en béton recouvert d'une couche de graviers et de sable. L'eau filtrant à travers le sable et le gravier s'écoule sur le radier en béton et est collectée par un réseau de drains. Leurs caractéristiques ainsi que la surface totale à disposition est donnée dans le tableau ci-dessous, montrant également les quantités de boues produites.

L'eau drainée sera réintroduite en tête de.

Tableau IV.7 : Caractéristiques de l'ouvrage (lit de séchage).

Paramètres	Unité	Dimensionnement
Nombre de l'ouvrage	-	38
Longueur d'un lit	M	30.00
Largeur d'un lit	M	10.00
Surface du lit	m ²	300
Surface totale	m ²	11 400
Quantités de boues	Kg/an	3 175 402

Source : DRE (GUELMA2013)

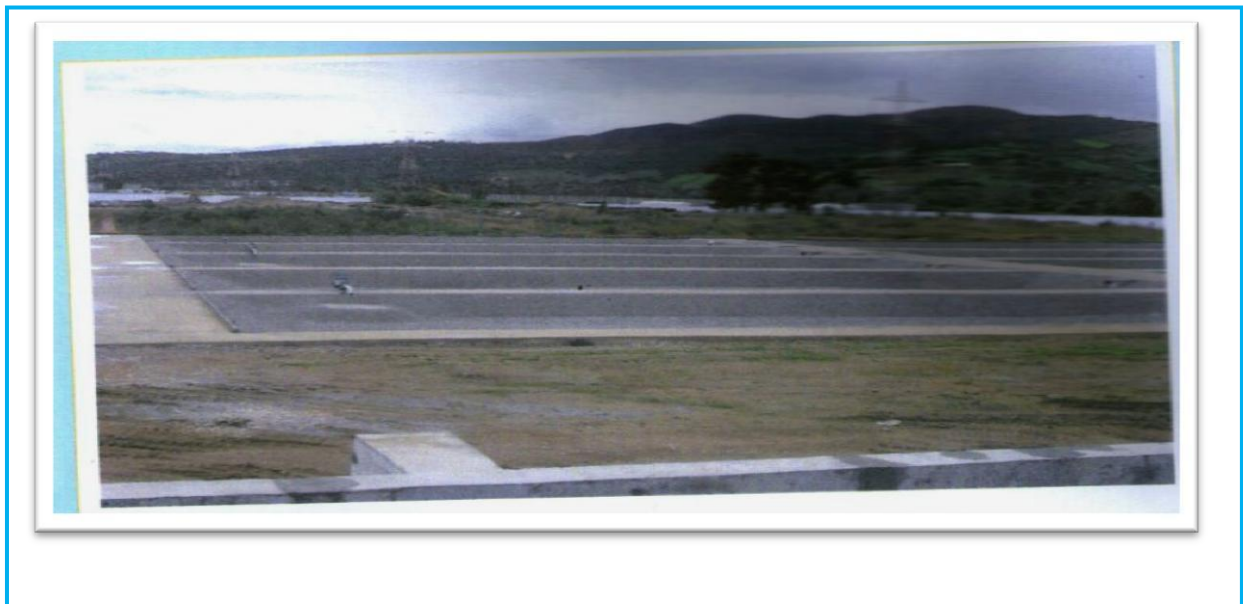


Figure IV.12 : Poste de déshydratation naturelle (lit de séchage).

IV.4 Qualité des eaux d'irrigation

IV.4.1 La salinité

La salinité constitue l'aspect le plus important qui pose un problème dès l'instant où l'accumulation des sels dans la zone racinaire atteint une concentration qui provoque une baisse de rendement pouvant aller jusqu'au dépérissement de la culture.

Deux paramètres permettent d'apprécier pour une étude sommaire les risques dus à la salinité.

IV.4.2 La conductivité électrique

La conductivité électrique (CE) mesurée à 25°C est exprimée en micromhos/cm rend compte de la salinité globale des eaux.

Classement des eaux selon la conductivité

Classe de salinité	Conductivité CE (micromhos/cm)	Observation
Classe 1	250	
Classe 2	250<CE<750	
Classe 3	750<CE<2250	-Eaux utilisable pour les sels a drainage restreint. -Des pratiques spéciales de contrôle de la salinité peuvent être nécessaires. -Les cultures doivent avoir une bonne tolérance aux sels.
Classe 4	CE<2250	-Eaux inutilisables normalement pour l'irrigation, exceptionnellement elles peuvent être utilisées pour des sols très perméables avec un bon drainage et l'eau d'irrigation appliquée en excès pour assurer un fort lessivage. -Les cultures doivent avoir une très bonne tolérance aux sels.

IV.4.3 Le degré d'alcalinisation

L'irrigation prolongée provoque la libération de sodium qui attribue au sol une imperméabilité progressive préjudiciable a la culture, selon GAPON, il existe une relation

entre le taux de sodium échangeable d'un sol en équilibre avec sa solution saline et celui de cette solution, les termes de cette relation sont reportés dans l'équation suivante qui est basée sur l'évaluation de la valeur du coefficient d'absorption du sodium dans l'eau par le sol à l'équilibre (le SAR), formule de GAPON 1993

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

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

Quatre classes de risque alcalin ont été définies, en relation avec le risque salin :

- | | |
|-----------------------------|------------------------|
| * S_1 : Risque faible | $S.A.R \leq 10$. |
| * S_2 : Risque moyen | $10 < S.A.R \leq 18$. |
| * S_3 : Risque élevé | $18 < S.A.R \leq 26$. |
| * S_4 : Risque très élevé | $S.A.R > 26$. |

On a $CE = 0.7$ mmhos/cm

$S.A.R = 7.5$: Risque moyen.

Donc sa classe est : C2S1

Classification complète des eaux d'irrigation

Classe	Qualité	Observation
C1-S1	Bonne	A utiliser avec précaution pour plantes.
C1-S2 C2-S1	Moyenne a bonne	A utiliser avec précaution nécessité de drainage avec doses de lessivage et /ou apport de gypse.
C2-S2 C1-S3 C3-S1	Moyenne a médiocre	A utiliser avec précaution dans les sols lourds mal drainés et pour les plantes sensibles (arbres fruitiers).
C1-S4 C2-S3 C3-S2 C4-S1	Médiocre a' mauvaise	Exclure les plantes sensibles et les sols lourds utilisables avec beaucoup de précaution dans les sols légers et bien drainés ave des doses de lessivages et/ou apport de gypse.
C2-S4 C4-S2 C3-S3	Mauvaise	A n'utiliser qu'avec beaucoup de précaution que dans les sols légers et bien drainés et pour les plantes résistantes Risques élevés Lessivage et apport de gypse indispensable
C3-S4 C4-S3	Très mauvaise	A n'utiliser que dans des circonstances exceptionnelles
C1-S1	Déconseillée pour l'irrigation	

IV.4. QUALITE DES EAUX EPUREES :

La STEP de GUELMA n'est pas encore en service : aucune analyse des eaux usées épurées n'est donc disponible.

Les garanties souscrites pour l'effluent épuré et inscrites au marché de la STEP sont les suivantes :

Matières en Suspension (MES) : 30 mg/l en moyen sur 24 heures.

Demande Biochimique de 5 jours en Oxygène (DB05) : 40 mg/l en moyen sur 24 heures 30 mg/l en moyen sur 02 heures

Demande Chimique en Oxygène (DCO) : 120 mg/l en moyen sur 24 heures 90 mg/l en moyen sur 02 heures

Azote total : 40 mg/l en moyen sur 24 heures

La qualité des eaux épurées après traitement tertiaire (désinfection par chloration) n'est pas connue, le marché ne prévoit pas de garanties pour la qualité microbiologique.

Néanmoins, d'après ces garanties, nous pouvons conclure que le traitement au niveau de la STEP fournira une eau de qualité répondant aux normes de rejet en vigueur en Algérie.

IV.5. CONCLUSION :

Les eaux usées traitées dans la future station d'épuration de Oued zenati sont des eaux usées de classe C2S1 et de qualité moyenne à bonne cette eau est utilisée avec précaution nécessité de drainage avec doses de lessivage et /ou apport de gypse.

-Le débit sortant de la station d'épuration de Oued Zenati est environ 42000 m³/j.

Nous pouvons conclure que l'épuration des eaux usées avant de les rejeter dans un écosystème est obligatoire. Durant ces dernières années de nombreuses stations d'épuration ont été réalisées en Algérie, bien que récente permet de diminuer voire d'éliminer certains éléments indésirables avant de les mélanger directement dans un exutoire exoréique (Oued Zenati) qui durant quelques années, ce cours d'eau présente une pollution très avancée et a causé de nombreuses maladies à transmission hydrique.

CHAPITRE V

Revue bibliographique sur l'irrigation sous-pression

CHAPITRE V : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'IRRIGATION SOUS PRESSION

Introduction

L'augmentation de la productivité de l'eau est déterminante pour relever les futurs défis que va poser la pénurie de l'eau. A l'heure actuelle, 70 pour cent de toute l'eau utilisée dans le monde est consommée par l'agriculture et ce pourcentage atteint 95 pour cent dans plusieurs pays en développement. La sensibilisation accrue à la valeur instrumentale de l'eau encore la pression sur son utilisation en agriculture.

L'augmentation de l'efficacité d'utilisation de l'eau et de la productivité de l'eau en agriculture à tous les niveaux des chaînes de production devient une priorité dans un nombre croissant de pays.

Une approche globale de la productivité des eaux en agriculture exige que des mesures soient prises à tous les niveaux, des cultures aux périmètres irrigués et jusqu'aux systèmes économiques nationaux et internationaux. L'adoption de pratiques modernes d'irrigation au niveau des exploitations pourrait en particulier apporter une importante amélioration de l'efficacité d'utilisation et de la productivité de l'eau [5].

Pour apporter de l'eau aux cultures agricoles, l'homme de tout temps a cherché à imiter la nature. Les systèmes les plus anciens utilisant les eaux des rivières ou des fleuves en ont imité les débordements: Ce fût l'irrigation par submersion; puis l'irrigation à la raie, l'irrigation souterraine. Enfin ce fût l'irrigation par aspersion. Chaque système a ses inconvénients, tant sur le plan technique que sur les plans économiques et humains. Dernière née des techniques, l'irrigation ponctuelle qui par sa forme la plus fine, est qualifiée de goutte à goutte, est une synthèse des méthodes précédentes en apportant des correctifs aux inconvénients techniques et humains tout en espérant des correctifs économiques [6].

Ces techniques citées ci-dessus se répartissent en trois types qui sont :

- L'irrigation gravitaire ou de surface.
- L'irrigation de sub-surface (souterraine).
- L'irrigation sous pression (par aspersion ou par micro-irrigation).

Dans ce chapitre, nous avons à illustrer ces différentes techniques et leur usage à la parcelle, ainsi que les avantages et les inconvénients de chacune d'entre-elles.

V.1 Les techniques d'irrigation de surface[7].

V.1.1 Généralités

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

Les techniques d'irrigation de surface sont dites aussi techniques d'irrigations traditionnelles du fait qu'elles sont utilisées par l'homme depuis l'antiquité. De nos jours, beaucoup de techniques dites traditionnelles ont été modernisées grâce aux progrès scientifique et technologique (introduction de matériels industriels).

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

V.1.2 Irrigation par ruissellement

Dans ce type d'irrigation, deux cas essentiels 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 par rigoles en pente ou rases.
- L'arrosage par plans inclinés.
- L'arrosage par ados.

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

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

V.1.3 Irrigation par submersion

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).

La submersion peut se faire par plusieurs procédés dont les bassins dépendants et indépendants, bassins en terrasse ou à billons, les rais et cuvettes en arboriculture.

V.1.4 Irrigation mixte

Il s'agit d'un ruissellement suivi d'une submersion. Les techniques utilisées en ce genre d'irrigation sont :

a. L'épandage de crue

Cette méthode consiste à améliorer ou à reproduire artificiellement les inondations naturelles provoquées par les crues des rivières ou par le déversement des eaux de. La technique d'irrigation par épandage de crue diffère des autres techniques, principalement par le fait qu'elle est conçue pour tirer parti du ruissellement en vue d'irriguer des parcelles cultivées, alors que les autres techniques d'irrigation sont conçues pour distribuer l'eau en fonction des besoins des plantes.

À cause du caractère aléatoire des crues et donc de la rentabilité incertaine des investissements, les aménagements et les réseaux d'irrigation sont généralement rudimentaires et donc peu coûteux.

b. Les raies courtes (bouchées ou bouclées)

Les raies courtes sont surtout destinées à l'irrigation de cultures maraîchères. Elles sont de préférence utilisées en terrain peu pentu, sinon à défaut on opère par une disposition en courbes de niveau.

La rigole d'alimentation dessert simultanément un certain nombre de raies courtes séparées

par des billons et bouchées à leur extrémité. L'eau ruisselle d'abord dans les raies; puis les remplit. On règle le débit d'amenée pour éviter le débordement.

La longueur des raies varie de quelques mètres à quelques dizaines de mètres. Cette faible longueur assure une répartition assez homogène de l'infiltration le long de la raie.

Pour réduire les pertes par débordement, on peut mettre en communication deux raies voisines au lieu de boucher leur extrémité. On obtient alors des raies courtes bouclée, ou communicantes. La culture peut se trouver sur billon, à flanc de billon ou dans la raie.

V.1.5 Avantages et inconvénients des techniques d'irrigation de surface

a. Avantages

- Coût d'investissement relativement faible.
- Besoins en énergie faibles ou nuls.
- Techniques éprouvées.
- Insensibilité au vent.
- Bonne adaptation à l'épandage d'eaux usées.
- Possibilité d'utilisation d'eaux salées (en pratiquant le lessivage du sol).

b. Inconvénients

- Besoins importants en main-d'œuvre (sauf systèmes modernes) ; efficience d'arrosage à la parcelle généralement faible (sauf systèmes sophistiqué avec recyclage des eaux de colature).
 - Inadaptation aux sols très filtrants.
 - Planage nécessaire des parcelles (*NB* : un bouleversement trop important du sol nature, permis par les engins de terrassement, peut faire apparaître en surface des zones stériles).
 - Desserte des parcelles en général assurée par des canaux, qui viennent cloisonner et figer le parcellaire (*NB* : Cet inconvénient disparaît dans le cas des dessertes par canalisations enterrées à basse pression).
 - Végétaux ne sont pas mouillés, ce qui est favorable sur le plan phytosanitaire.

V.2 Les techniques d'irrigation souterraine [7].

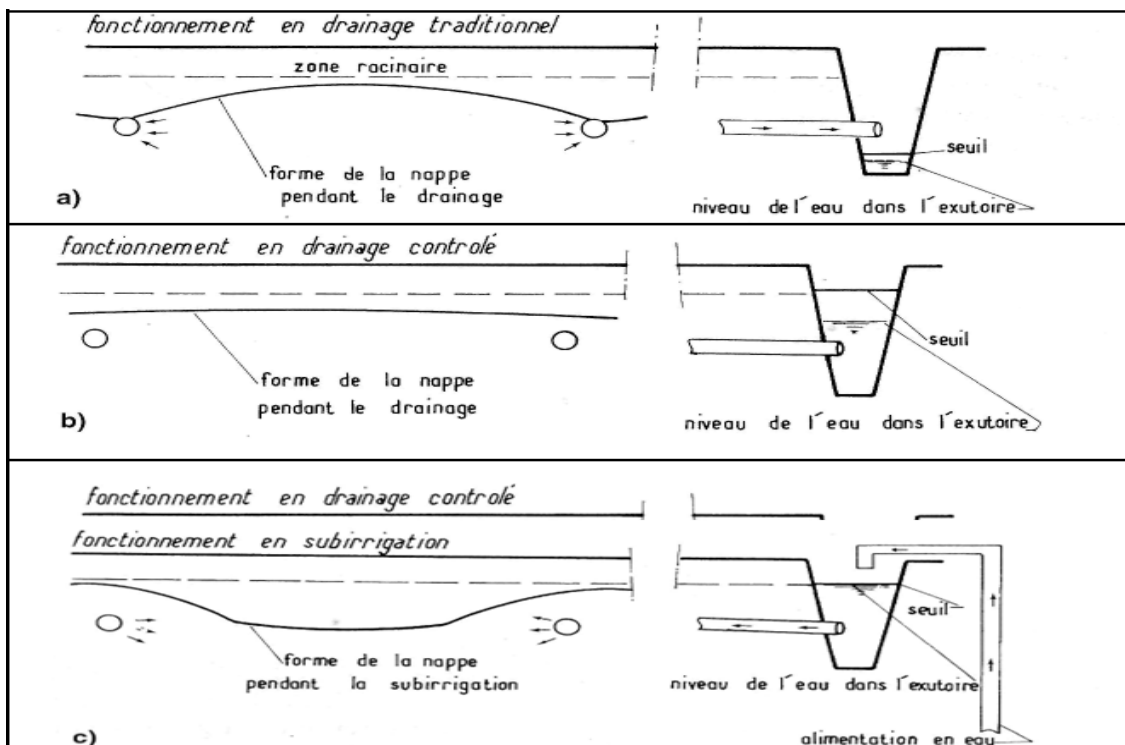
V.2.1 Généralité

En irrigation de sub-surface, l'application de l'eau se fait sous la surface du sol elle peut consister en :

- un contrôle de la nappe au moyen d'un réseau d'assainissement 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, qui intéresse des terrains humides relativement plats.

- la mise en place de dispositifs permettant l'humectation souterraine d'un volume de sol proche des racines des plantes ; le matériel destiné à opérer la diffusion de l'eau est constitué par des diffuseurs, récipients poreux dont une forme traditionnelle est constituée par le « canari » en terre cuite; cette technique est surtout employée en cultures maraichères sur de petites surfaces.

La figure ci-dessous nous donne l'exemple d'un réseau jouant le double rôle d'irrigation en période sèche et drainage en période humide :



Source ; **Traité d'irrigation**

Figure V.1 : Schéma d'un réseau jouant le double rôle de sub-irrigation et drainage

V.2.2 Conditions d'application de la technique

L'irrigation souterraine ne peut-être raisonnablement utilisée que si plusieurs conditions sont simultanément respectées dont on cite :

- La présence d'un horizon imperméable (nappe perchée temporaire) ou d'une nappe permanente, pas trop profonde, est indispensable ; sinon il y aura des pertes excessives par infiltration profonde.
- Les horizons supérieurs du sol doivent être suffisamment perméables pour assurer une répartition régulière de la nappe et de la frange capillaire.
- Les parcelles doivent être pratiquement planes pour garantir une répartition homogène de l'eau dans les collecteurs et limiter les pertes latérales.
- Il faut des ressources en eau et en énergie proches de la parcelle et suffisantes.
- La nappe à recharger ne doit pas être salée.
- Il ne doit pas y avoir de risques de colmatage des drains par des ocres ferriques (sols riches en matières organiques et en fer ferreux).

Le respect de ces conditions implique des études préalables approfondies, notamment dans le domaine pédologique. Malgré les contraintes énoncées ci-dessus, les milieux hydro morphes aptes à recevoir l'irrigation souterraine restent assez nombreux : plaines et terrasses alluviales, plateaux avec dépôts éoliens, plaines littorales, etc.

V.2.3 Avantages et inconvénients de l'irrigation souterraine

La technique d'irrigation souterraine à l'aide de réseaux de drainage se caractérise a la fois par des avantages et des inconvénients très nets vis-à-vis des autres techniques d'arrosage.

a. Avantages

Son intérêt tient à plusieurs points :

- Il vient d'abord d'un niveau d'investissement plus modeste que l'aspersion ou la micro-irrigation, niveau lié à la double fonction de drainage et l'irrigation.

La portance est conservée pendant les arrosages rendant possible la circulation des engins agricoles, le sol restant sec en surface.

- Il y a un moindre lessivage en profondeur des fertilisants et pesticides.
- Il n'y a pas de perte d'eau par ruissellement et évaporation lors des arrosages.

Enfin, les frais de fonctionnement sont limités du fait de la faible importance des postes de main-d'œuvre de maintenance et d'énergie.

b. Inconvénients

Les limites de cette technique sont de plusieurs ordres :

- Elles tiennent d'abord aux conditions restrictives de sa mise en œuvre : topographie plane, sols perméables, ressource en eau abondante.
 - Il y a des risques de déstabilisation de la structure du sol, au dessus et autour des drains liés à une saturation prolongée de la tranchée de drainage.
 - Il peut aussi y avoir des risques de salinisation secondaire du sol lorsque la nappe rechargée est minéralisée.
En outre, le contrôle des apports d'eau est délicat.
- Enfin et surtout, l'efficacité de ces apports est modeste. C'est sans doute ce dernier aspect, dans un contexte de ressources en eau de plus en plus sollicitées et donc de plus en plus limitées, qui réduira la généralisation de cette technique.

V.3 Les techniques d'irrigation sous pression

V.3.1 Généralité

Un système d'irrigation sous pression est un réseau constitué de conduites, raccords et d'autres accessoires faisant acheminer l'eau sous pression de la source jusqu'à la surface à irriguer. On distingue deux types d'irrigation sous pression :

- L'irrigation par aspersion.
- La micro irrigation ou irrigation localisée (goutte à goutte) [5].

V.3.2 Trame d'un réseau d'irrigation sous pression

Les conduites qui transportent et distribuent l'eau d'irrigation sur les différentes parcelles sont normalement enterrées, ce qui les protège des activités culturales et de la circulation routière. Les bornes de prise, qui émergent à la surface, sont localisées en divers endroits selon la trame du réseau.

Avec les méthodes d'irrigation de surface, l'eau d'irrigation peut être livrée directement aux canaux à ciel ouvert qui alimentent les sillons ou les bassins.

En micro-irrigation et dans les autres systèmes globaux, par exemple l'aspersion, les bornes sont connectées à de plus petits adducteurs (conduites d'alimentation) placés le long des limites de parcelles. Celles-ci alimentent à leur tour des conduites latérales posées perpendiculairement aux adducteurs, le long des rangs de cultures. Les conduites latérales sont munies de distributeurs à intervalles réguliers et répartissent l'eau d'irrigation uniformément entre les plantes sous une pression donnée.

Il existe de nombreuses sortes de systèmes d'irrigation. Toutefois, un examen rigoureux des divers réseaux, de leurs équipements et de leurs principes de fonctionnement révèle une approche identique depuis la procédure de planification jusqu'à leur application et de nombreux points communs dans la plupart de leurs caractéristiques et composantes.

Dans tous les systèmes par conduites sous pression, les principales composantes sont:

- l'ouvrage de tête (unité de contrôle de la charge).
- les conduites principales et secondaires.
- les bornes.
- les adducteurs (conduites d'alimentation).
- les conduites latérales (tuyaux d'irrigation) avec les distributeurs.

a. Ouvrage de tête

Il comprend une ligne d'alimentation (PVC rigide ou acier galvanisé fileté) installée horizontalement à une hauteur minimale de 60 cm au-dessus du sol. Il est équipé d'un purgeur d'air, d'une valve de contrôle, de deux prises pour la connexion avec l'injecteur d'engrais liquide, d'une vanne de sectionnement entre les deux prises, d'un injecteur d'engrais et d'un filtre. Si un filtre à gravier ou un séparateur à sable est nécessaire, il est installé en tête de l'ouvrage.

b. Conduite principale

C'est la conduite de plus grand diamètre du réseau, qui peut transporter le débit du système dans des conditions hydrauliques favorables de vitesse du courant et de pertes de charge. Les conduites utilisées sont généralement enterrées, assemblées de manière permanente pour le PVC rigide, le polyéthylène noir à haute densité (PEHD), les tuyaux plats

(type pompier), et les tubes en acier léger galvanisé avec raccord rapide, dans une gamme de diamètres de 63 à 160 mm (2-6 pouces) selon la dimension de l'exploitation.

c. Conduites secondaires

Ce sont des conduites de plus petits diamètres qui se branchent sur la conduite principale et qui permettent de distribuer l'écoulement vers les diverses parcelles. Elles sont du même type que les conduites principales.

d. Bornes de prise

Elles sont branchées sur les conduites principales ou secondaires et équipées d'une vanne de sectionnement (2-3 pouces). Elles fournissent une partie ou la totalité de l'écoulement aux adducteurs (conduites d'alimentation).

e. Adducteurs (conduites d'alimentation)

Ce sont des conduites d'un plus petit diamètre que les conduites secondaires qui sont connectées aux bornes et posées, généralement en surface, le long des limites de parcelle pour alimenter les conduites latérales. Tous les types de matériaux à conduites disponibles peuvent convenir pour ces adducteurs (PEHD habituellement), de diamètre de 2 à 3 pouces.

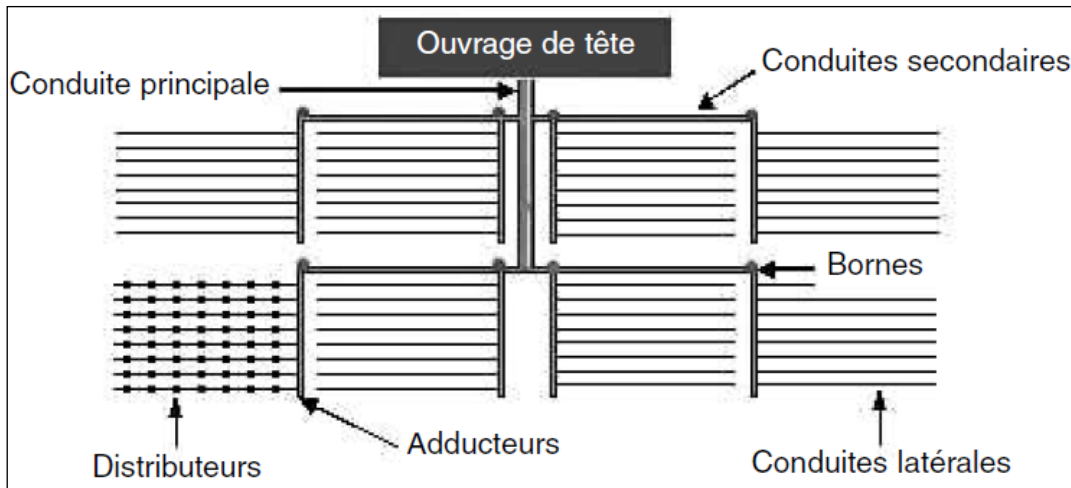
f. Conduites latérales (conduites d'irrigation)

Ce sont les conduites avec le plus petit diamètre du système; elles sont couplées aux adducteurs, perpendiculaires à ceux-ci à des emplacements fixes, posées le long des lignes de culture et équipées de distributeurs fixés à intervalles courts et réguliers.

g. Distributeurs

Un distributeur pour l'irrigation est un dispositif de toute nature, de tout type et de toute dimension qui, branché sur une conduite, débite l'eau sous pression de diverses manières: en projetant des jets d'eau en l'air (asperseurs), en pulvérisant l'eau (mini-diffuseurs), en distribuant des gouttes d'eau en continu (goutteurs) et en fournissant de petits écoulements (barboteurs, vannettes et ouvertures sur une conduite, tuyaux de petits diamètres, etc.).

La figure ci-dessous représente la trame d'un réseau d'irrigation localisée :



Source : Manuel des techniques d'Irrigation sous Pression (FAO)

Figure V.2 : Trame d'un réseau d'irrigation localisée

V.3.3 Irrigation par aspersion

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

Cette technique a été utilisée dans le monde autrefois vers les années 1900 pour l'arrosage des pelouses des villes et des potagers, puis s'est répandue véritablement en grandes cultures après les années 1930 avec l'arrivée sur le marché de matériel de pompage de plus en plus perfectionné et de tuyauteries légères. De nos jours, la technique de l'irrigation par aspersion a atteint le stade des machines d'irrigation à déplacement entièrement automatique.

Les techniques d'arrosage appliquées en irrigation par aspersion découlent directement du matériel utilisé. Elles se divisent en deux grandes catégories :

- L'aspersion simple (rampes perforées, asperseurs ou sprinklers, canons).
- Les machines à irriguer (rampes frontales, pivots, enrouleurs...) [7].

a. Aspersion simple

a.1 Les asperseurs

La plupart des asperseurs agricoles sont actionnés par un batteur, du type à impact rotatif lent, à buse unique ou double. L'asperseur projette en l'air des jets d'eau, qui se répandent sous la forme de gouttes de pluie sur une superficie circulaire du champ. Ces asperseurs existent en divers débits, dimensions de buses, pressions de service, et diamètres du cercle mouillé (ou diamètre de couverture), en cercle complet ou partiel. Ils sont classifiés en basse, moyenne et haute pression ;

- Asperseur de très basse pression : (10 à 100 KPa ou 0,1 à 1 bars).
- Asperseur de basse pression : (100 à 200 KPa ou 1 à 2 bars).
- Asperseur de moyenne pression : (20 à 40 KPa a ou 2 à 4 bars)
- Canon d'arrosage à haute pression : (au dessus de 400 KPa ou >4 bars) [7].

a.2 Les micro-asperseurs

Ce sont de petits asperseurs en plastique de faible capacité avec des débits inférieurs à 300 litres par heure. Leurs principales caractéristiques sont: leur vitesse rapide de rotation, moins d'une minute par rotation; le très petit diamètre des gouttes d'eau et le faible angle du jet d'eau au-dessus de la buse. Ils n'ont qu'une buse d'environ 2 mm de diamètre. Ils ont un débit de 150 à 250 l/h sous 2 bars de pression. Ils arrosent un cercle complet d'un diamètre de 10 à 12 m. Montés sur des piquets métalliques ou plastiques de 60 cm de hauteur plantés dans le sol [5].

b. Aspersion par machines à irriguer

Les machines à irriguer sont employées pour l'arrosage des grandes exploitations, il existe plusieurs types dont on peut citer :

b.1 L'enrouleur

Le système d'irrigation par aspersion à enrouleurs à rampes repliables est un système mécanisé complètement automatique, aisé à transporter d'un champ à l'autre. La rampe d'aspersion, montée sur un chariot muni de roues à une hauteur de 1,3 à 2,5 m au-dessus du sol, est traînée à l'extrémité du champ jusqu'à 400 m du corps principal de l'engin (un bâti surmonté d'un tambour) qui reste près de la borne. Le chariot est relié au bâti par un long

tuyau en PE posé sur le sol. Pendant le fonctionnement, le tuyau s'enroule sur le tambour fixé sur le corps principal en tractant vers l'arrière le chariot avec la rampe mobile qui irrigue une bande de terrain, jusqu'à ce que toute la longueur du champ soit couverte. Les rampes repliables d'aspersion sont des systèmes compacts opérant à basse et moyenne pression (3 à 4,5 bars). La superficie irriguée par tour (secteur) est de l'ordre de 0,4 à 2 ha selon la dimension de l'unité. Ces systèmes sont utilisés pour l'irrigation des fourrages, céréales, pommes de terre, arachides ainsi que la plupart des cultures industrielles de plein champ; ils sont beaucoup employés pour l'irrigation supplémentaire des céréales (blé et orge) durant les mois d'hiver [5].

b.2 Les rampes automotrices articulées

Le système d'irrigation par aspersion à rampes automotrices est constitué d'une seule conduite d'arrosage de diamètre relativement grand, composée de tuyaux en acier léger galvanisé ou aluminium à haute résistance, suspendus au-dessus du sol par de longues structures métalliques et/ou des câbles et posés sur des tours mobiles sur roues actionnées par un moteur électrique [7].

Ce système nous propose deux variantes qui sont :

➤ Les rampes pivotantes

Une extrémité de la conduite est raccordée à un mécanisme à pivot implanté au centre de la zone à irriguer: l'ensemble de la conduite tourne autour du pivot. La surface irriguée est de forme circulaire ce qui constitue l'inconvénient majeur de cette technique, d'où il faut augmenter le rayon du cercle irrigué pour obtenir des résultats économiquement intéressants.

➤ Les rampes à déplacement frontale

Le pivot central linéaire est un autre type courant de système portatif pouvant irriguer des champs de forme rectangulaire ou carrée au moyen d'un canal de fourniture de l'eau parallèle à la direction de déplacement de la ligne d'arrosage, ou à l'aide d'un tuyau d'alimentation souple. Ce procédé nécessite aussi un système de guidage permettant à la machine de ne pas dévier de sa trajectoire normale.

Remarque : les techniques d'irrigation par machines à aspersion sont coûteuses et encombrantes, c'est pour cela que leur utilisation est juste spécifique aux terrains vastes, dont le rendement peut être économiquement satisfaisant.

c. Avantages et inconvénients de l'irrigation par aspersion

c.1 Avantages

- L'aspersion ne nécessite en aucune manière le nivellement préalable des sols.
- Possibilité d'arroser tous types de sols des plus sableux aux plus argileux, et cela grâce au contrôle systématique de l'intensité de la pluie.
- Possibilité de réaliser des installations mobiles, susceptibles d'être déplacées suivant la nature des cultures, ce qui facilite la rotation culturale.
- La mobilité de ces installations permet aussi une mise en place rapide en temps et lieux voulus sur une aire de culture menacée par la sécheresse.
- Possibilité de réalisation de stations de protection contre les gelées radiatives de printemps.
- Oxygénation de l'eau projetée en pluie, favorable dans le cas d'utilisation d'eaux résiduaires réductrices.

c.2 Inconvénients

- Dépenses énergétiques élevées.
- Sensible aux vents et efficacité réduite en régions ou en périodes où les vents sont forts.
- Mouillage des feuilles favorise les maladies cryptogamiques chez certaines espèces végétales.
- Mauvaise adaptation aux sols battant, susceptibles de tassement superficiel sous l'impact des gouttes d'eau.
- L'utilisation des eaux résiduaires en ce genre d'irrigation est déconseillée pour cause de la formation des aérosols.
- Ne convient pas aux eaux salées à cause du risque de brûlures de feuilles et fleurs, ou de dépôts inesthétiques sur les fruits.
- Déplacement difficile dans les zones à cultures hautes.

V.3.4 Irrigation localisée

L'irrigation localisée est une technique d'irrigation caractérisée par des apports d'eau faibles et répétés presque à la même cadence que l'évapotranspiration. L'eau est distribuée sous pression par un réseau ramifié, composé d'une conduite principale alimentant une conduite secondaire sur la quelle sont fixées des rampes placées parallèlement à l'alignement de la culture. Les rampes portent l'élément essentiel à la distribution qui est le goutteur [8].

a. Historique de l'irrigation localisée

Les premières recherches dans la création des systèmes d'irrigation au goutte à goutte ont été réalisées aux USA en 1918 à l'Université du Colorado. Vu le coût trop excessif et de l'absence des Moyens techniques pour leur réalisation, ils n'ont pu être utilisés. Seulement en 1950 en Angleterre, l'irrigation, goutte à goutte a été appliquée (dans les serres).

Dans les débuts des années 1960 en Palestine sous la direction du Professeur C. S. BLASS, l'irrigation en goutte à goutte a été utilisée aux champs et dans les conditions de la production. Actuellement cette technique est entrain de devenir la plus utilisée et dans les quatre coins du monde surtout aux régions arides et semi-aride car elle a une efficacité élevée et permet l'utilisation d'un volume minimal d'eau sur une surface plus importante [6].

b. Généralités sur l'irrigation localisée

L'irrigation au goutte à goutte est principalement une technique au moyen de laquelle eau et fertilisants peuvent être mis directement à la disposition de la Zone de répartition maximale du système racinaire de la culture agricole, grâce à des arroseurs conçus pour distribuer les faibles débits appropriés.

Ces arroseurs appelés "goutteurs" réalisent une infiltration différentielle de l'eau suivant les trois dimensions en maintenant la tension eau-sol à une faible valeur.

Le système d'irrigation en goutte à goutte se compose de l'amont vers l'aval de 4 éléments:

- Une source d'eau (branchement sur un réseau collectif ou bien un pompage).
- Un équipement de tête, chargé de régulariser le débit (pression), d'améliorer la qualité physique de l'eau (filtration) et parfois sa qualité chimique (incorporation d'engrais).
- Des conduites principales, secondaires qui conduisent l'eau en tête des rampes, avec des organes de régularisation de la pression.

-Des rampes (porteuses de goutteurs qui servent au transport et à la distribution de l'eau).

Les goutteurs constituent l'organe essentiel du système; il doit satisfaire aux exigences suivantes :

-Garantir le débit prévu lors du changement de la charge d'eau dans les conduites, et de la variation de la température

-Pas d'obturation avec les bactéries et les éléments fins de l'eau d'irrigation.

-Doivent être stables aux radiations solaires et à l'humectation variable.

-Doivent être compactes, exploitables et économiques La plupart des goutteurs sont calculés pour un débit de 2 à 10 l/h (pression 1 à 2 atmosphères). Toutefois ils se classent suivant trois catégories :

1-Goutteurs à orifice réduit.

2- Goutteurs à long parcours de l'eau.

3- Goutteurs tourbillon.

c. Equipements de l'ouvrage de tête d'un réseau d'irrigation en goutte à goutte

Les composantes de l'ouvrage de tête et leurs dimensions sont sélectionnées en fonction des besoins du système. En aspersion et en irrigation par tuyaux (gaines), ces ouvrages sont simples avec un équipement minimal.

Dans les systèmes de micro-irrigation, les ouvrages de tête sont munis de filtres et d'injecteurs de fertilisants, alors. Les pertes de charge dans les diverses composantes de l'ouvrage peuvent varier de 3 à 10 m.

Et voici la liste d'équipements utiles dans le cas de goutte à goutte :

➤ **Le compteur d'eau** : il permet de s'assurer du bon fonctionnement du réseau par un contrôle ponctuel du débit, de connaître la quantité d'eau apportée sur une parcelle lors d'un arrosage, et de dresser le bilan des apports pour l'ensemble de la campagne d'irrigation [7].

- **Le clapet anti-retour :** Conçu pour permettre l'écoulement de l'eau dans un seul sens, il permet d'éviter le retour d'eau vers la source ou le puits en cas d'arrêt de pompage ou de dépression dans le réseau d'où protéger à la fois la pompe contre d'éventuels dégâts causés par l'éventuel retour d'eau ainsi que préserver la source contre la pollution au cas où la station est munie de dispositif de fertilisation [7].
- **Le régulateur de pression aval :** Il maintient la pression à une valeur constante à l'aval même si la pression à l'amont est élevée et variable. Donc il est placé à l'amont de la station de tête pour protéger le réseau contre les risques de surpression.
- **La soupape de décharge :** Appelées aussi soupapes de sécurité, ce sont des appareils en ligne d'un diamètre inférieur à celui de la conduite à protéger, équipées d'un ressort, et dans lesquelles la sortie est inclinée à 90° par rapport à l'entrée. Lorsque la pression dans le système excède une valeur prédéterminée, ces soupapes s'ouvrent en laissant échapper de l'eau à l'air libre. Ainsi, elles protègent les conduites contre l'éclatement qui pourrait être provoqué par les surpressions susceptibles de survenir subitement dans le système [5].
- **La ventouse :** Elle joue le double rôle de :
- Entrée d'air dans le réseau permettant d'éviter les dégâts d'une dépression.
 - Evacuateur d'air lors du remplissage du réseau.
 - Elle est placée dans les points hauts là où l'air a tendance à s'accumuler [7].
- **Injecteur d'engrais :** Des engrais peuvent être mélangés avec l'eau d'irrigation au sein du réseau au moyen de dispositifs spéciaux appelés injecteurs d'engrais, installés sur l'ouvrage de tête. Il existe trois principaux types d'injecteurs d'engrais: le dilueur d'engrais fermé, l'injecteur de type Venturi et la pompe à piston. Tous sont actionnés par la force motrice de l'eau [5].
- **Les filtres :** Le réseau d'irrigation localisée est presque doté dans tout les cas de l'organe de filtration, celle-ci qui est quasiment obligatoire, elle permet d'éviter l'obstruction des goutteurs et d'assurer une meilleure répartition de l'eau afin d'allonger la durée de vie du réseau. La première filtration est celle effectuée par la crépine à l'extrémité de la conduite d'aspiration, c'est aussi une protection pour la pompe et le réseau. Le choix du filtre doit répondre aux normes de fonctionnement du réseau, doit être rentable économiquement, il s'effectue en fonction du critère de la qualité physico chimique de l'eau.
- **Les vannes :** leur rôle c'est le réglage du débit et elles permettent aussi de donner l'itinéraire voulu au filet d'eau [8].

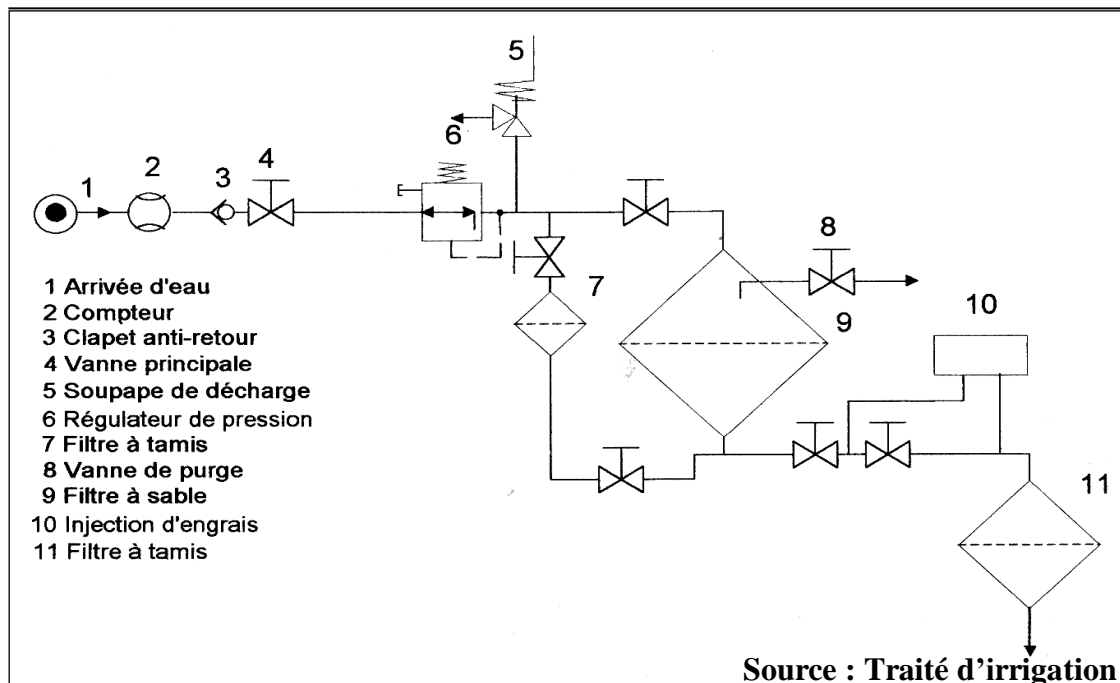


Figure V.3 : Différents organes de l'ouvrage de tête d'un réseau d'irrigation localisée

d. Avantages et inconvénients de l'irrigation localisée

d.1 Avantages

- Bonne humidité du sol (le sol n'est ni sec ni saturé donc pas d'asphyxie des racines).
- Fertilisation par les engrais incorporés avec l'eau.
- Développement faible de mauvaises herbes.
- Ne gêne pas les activités culturales.
- Utilisable même dans les serres.
- Efficience élevée d'où une économie de l'eau.
- Cout d'exploitation faible.
- Se prête bien à l'automatisation.
- Indépendance complète vis-à-vis des irrégularités du relief, de la forme de la parcelle et du vent.

d.2 Inconvénients

- Sensibilité des goutteurs à l'obstruction.
- Fruits et feuillages non lessivés.

- La présence permanente des canalisations peut gêner certaines activités telles que le passage des engins.
- Accumulation des sels a la circonférence du bulbe humidifié.
- Difficulté de déterminer le volume minimal de sol à humecter.
- Cout d'installation assez élevé.

Conclusion

Lors de ce chapitre on a essayé de donner une idée globale sur les différentes techniques d'irrigation sous pression, cela en expliquant leur mode de fonctionnement, leurs champs d'utilisation, ainsi que leurs avantages et inconvénients. Cela ne nous a pas empêché de donner un bref aperçu sur les autres méthodes d'irrigation qui sont l'irrigation de surface et la sub-irrigation.

Il est à noter aussi que les principaux facteurs ayant encouragé l'utilisation de l'irrigation sous pression(goutte à goutte) sont la rentabilité et l'efficience élevée.

Dans notre cas le réseau qu'on projettera vise à irriguer une parcelle plantée d'arbres, donc le choix le plus judicieux est la micro irrigation.

CHAPITRE VI

Etude hydrologique

CHAPITRE VI : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

Avant dimensionnement de tout réseau d'irrigation, un bilan hydrique doit être fait afin de déterminer le déficit hydrique des cultures et d'en déduire les besoins nets et brutes à partir desquels on pourra ensuite calculer les diamètres des différents tronçons du réseau.

Le bilan étant basé sur les données de l'année hydrologique de probabilité de 80%, pour reconstituer cette dernière, une étude hydrologique doit être réalisée. Pour cela une série de pluies de plusieurs années du site à étudier est indispensable. Cette dernière sera l'objet d'un calcul ou d'un test d'homogénéisation, suivi d'une étude fréquentielle à loi normale, ou à la loi log normale puis choisir celle qui convient le plus à la série traitée, et c'est le but du chapitre si présent.

VI.1 Présentation de la station pluviométrique

Vu l'absence d'une station pluviométrique à la région de OUED ZENATI ainsi qu'aux régions avoisinantes, on a opté pour la station de BORDJ-SABATH, le tableau suivant indique les caractéristiques de la station :

Tableau VI.1 : Coordonnées de la station pluviométrique Bordj-sabath

station	code	X	Y	Z	Période d'observation	Nombre d'années
Bordj-sabath	140302	888,736	355,02	525	1985-2013	28

Source : L'office National Météorologique (ONM) Guelma

La série des précipitations de la station de « BORDJ-SABATH» est donnée au tableau ci-dessous :

Tableau VI 2: Répartition mensuelle et annuelle des pluies :

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	annuel
1985	32.20	29.60	21.50	22.50	99.30	31.70	84.60	29.50	3.70	10.60	0.70	1.00	366.90
1986	93.10	61.80	100.80	134.50	68.40	157.6	85.30	36.70	57.00	0.20	20.70	4.40	820.50
1987	4.60	22.40	57.70	21.80	70.00	37.7	48.9	28.10	40.50	77.30	0.00	2.90	411.90
1988	33.80	8.10	27.90	159.70	34.90	62.9	39.9	47.30	14.10	21.60	14.40	13.60	478.20
1989	28.30	37.70	33.30	18.90	106.70	0.00	23.5	32.30	38.90	2.50	17.40	42.60	382.10
1990	3.30	23.40	97.80	141.40	32.10	53.2	86.1	46.20	46.60	18.60	2.10	10.20	561.00
1991	16.20	81.70	26.00	18.80	41.20	57.4	52.0	121.9 0	99.30	8.40	15.90	0.00	538.80
1992	31.50	21.70	160.50	231.50	40.60	4130	28.7	23.00	76.70	12.10	1.90	6.00	675.50
1993	15.80	15.00	10.30	135.80	59.40	85.2	9.60	61.50	3.10	0.00	4.44	0.00	400.14
1994	32.60	80.40	32.20	71.00	221.70	0.00	180.	19.20	0.00	26.30	0.00	4.70	668.10
1995	66.60	23.30	34.80	27.00	82.90	203. 6	13.0	50.50	56.00	9.70	0.60	4.70	572.70
1996	18.00	22.00	9.40	56.90	40.50	23.2	17.9	50.00	13.20	38.80	0.00	19.20	309.10
1997	42.40	63.80	126.30	108.80	17.10	62.3	48.7 0	47.50	64.60	8.20	0.00	14.60	604.30
1998	59.60	18.80	136.30	42.50	81.30	65.4	55.9	36.70	34.80	7.30	4.60	6.50	549.70
1999	26.70	14.60	68.80	126.50	20.10	13.8	18.6	47.30	109.30	31.10	0.00	12.70	489.50
2000	18.00	59.40	16.10	56.10	168.60	45.6	19.8	50.80	42.60	0.00	0.00	17.40	494.40
2001	68.40	7.70	22.20	29.40	33.50	133. 9	17.1	43.50	11.60	2.40	11.50	31.50	412.70
2002	19.40	29.90	187.80	115.80	296.80	64.4	32.4	132.4 0	47.50	2.10	0.00	0.00	928.50
2003	79.70	44.00	28.10	280.00	93.10	13.4	59.0	52.50	121.00	72.50	0.00	14.00	857.30
2004	30.50	29.50	190.50	82.86	75.50	110.	33.0	101.0 0	5.00	21.70	7.50	4.90	691.96
2005	15.50	4.50	16.10	120.00	143.50	102. 4	43.5	19.00	64.00	0.00	5.00	7.00	540.50
2006	13.00	17.50	29.50	102.70	26.50	38.0	206. 5	68.50	15.00	19.50	2.00	0.00	538.70
2007	39.00	23.50	10.50	127.50	9.50	14.0	121. 4	26.50	58.00	15.00	15.00	0.00	459.90
2008	20.00	20.50	47.00	23.00	144.50	59.5	85.5	102.5 0	34.50	0.00	5.50	11.00	553.50
2009	98.00	33.39	21.50	38.00	158.00	67.9	39.0	40.00	40.76	38.50	0.00	9.00	584.10
2010	29.00	66.00	150.50	47.50	19.00	210. 5	72.0	49.50	65.50	12.50	4.00	4.50	730.50
2011	15.00	87.00	47.50	74.90	71.70	153. 4	82.3	52.40	0.00	4.50	0.00	8.00	596.70
2012	20.00	31.30	18.50	35.70	100.20	95.9	61.4	23.40	12.80	0.00	0.00	55.50	454.70
2013	7.70	23.30	149.60	34.70	57.80	34.2	154.	2.60	46.80	15.91	0.00	0.00	526.61
moyenne	33.72	34.54	64.79	85.72	83.26	70.2 9	62.7 4	49.73	42.17	16.46	4.59	10.55	558.57

VI.2 Vérification l'homogénéité de la série pluviométrique

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées. L'information de base quand à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable. De ce fait, l'analyse hydrologique se base sur l'exploitation de données, présentées souvent sous forme de séries statistiques et sujettes la plupart du temps à des erreurs qu'on appelle erreurs systématiques, qu'il convient de détecter et de corriger.

La détection des anomalies et leur correction si elles en existent, passe obligatoirement par un test d'homogénéisation. Plusieurs types de tests existent et dans notre cas on utilisera le **test de la médiane ou Test de Mood**. C'est le plus puissant des tests non paramétriques qui se base sur le principe suivant :

Soit un échantillon $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ déterminons sa médiane M après avoir classé l'échantillon par ordre croissant

La médiane M est une constante de telle sorte que 50% des x_i lui soient inférieure et 50% lui soient supérieure

Remplaçons donc la série des valeurs non classée par une suite de signe

- + Pour les $x_i > M$
- Pour les $x_i < M$

Calculons les quantités N_s et T_s avec :

N_s : nombre total de séries de + ou -

T_s : taille de la plus grande série de + ou -

Donc on a : $M = 541$

: $N_s = 16$

: $T_s = 5$

N_s suit approximativement une loi normale de moyenne

$$\left(\frac{N + 2}{2} \right)$$

Et de variance $1/4 (N-1)$ et T_s suit ue loi binomiale Ceci a permis d'établir que pour un seuil de signification compris entre 91% et 95% les conditions du test sont les suivante :

$$N_s > 1/2 (N+1 - u_{1-\alpha/2})$$

$$T_s < 3.3 (\log_{10} N+1)$$

$N_s > 9.22$ C'est vérifié

$T_s < 5.87$ C'est vérifié

Les deux conditions sont vérifiées donc la série de Précipitation s moyennes annuelles da la station de BORDJ-SBATH est homogène

VI.3. ETUDE STATISTIQUE DES PRECIPITATIONS :

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

- Loi de Gauss ou loi Normale.
- Loi de Galton ou loi log –Normale [9].

VI.3.1. Traitement des données :

La simulation des apports annuels avec le logiciel HYFRAN nous donne les résultats suivants :

Statistiques de base	Nombre d'observations :	29
Minimum	:	309
Maximum	:	929
Moyenne	:	559
Ecart-type	:	147
Médiane	:	541
Coefficient de variation (Cv)	:	0.264
Coefficient d'asymétrie (Cs)	:	0.770
Coefficient d'aplatissement (Ck)	:	2.99

Avant faire l'ajustement par les lois qui nous cité précédemment, nous donne le tableau et la figure suivantes sur note série pluviométrique .à l'aide de logiciel **HYFRAN** on a :

Formule de probabilité empirique $F[X(k)] = (k-0.05)/(n+0.90)$.

Tableau VI.3 : Données de l'échantillon d'étude

Année	Observation (mm)	Probabilité empirique
1985	309	0.0318
1986	367	0.0652
1987	382	0.0987
1988	400	0.1321
1989	412	0.1656
1990	413	0.1990
1991	455	0.2324
1992	460	0.2659
1993	478	0.2993
1994	490	0.3328
1995	494	0.3662
1996	527	0.3997
1997	539	0.4331
1998	539	0.4666
1999	541	0.5000
2000	550	0.5334
2001	554	0.5669
2002	561	0.6003
2003	573	0.6338
2004	584	0.6672
2005	597	0.7007
2006	604	0.7341
2007	668	0.7676
2008	676	0.8010
2009	692	0.8344
2010	731	0.8679
2011	821	0.9013
2012	857	0.9348
2013	929	0.9682

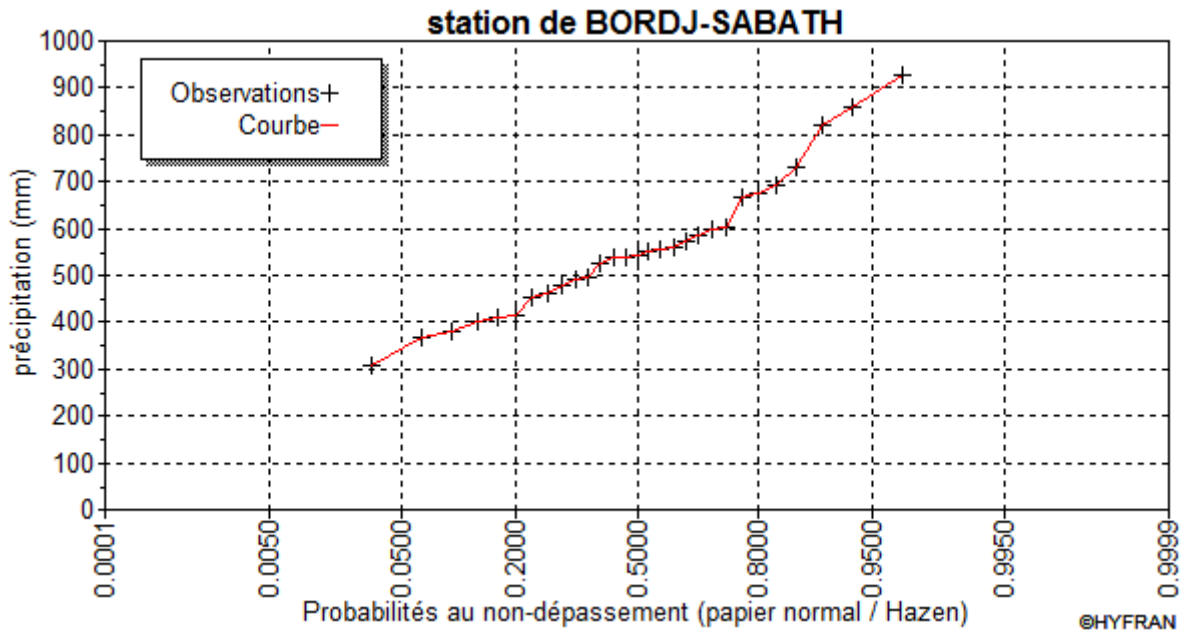


Figure VI.1 : L'allure des points sur du papier a probabilité

VI.3.2. Ajustement de la série pluviométrique :

On soumet la série pluviométrique annuelle de la station retenue à l'ajustement à la loi Normale.

VI.3.2.1 Ajustement à la loi de Gauss (loi Normale):

a. Ajustement a la loi normale (Gauss)

L'ajustement des séries par la loi normale appelée souvent loi de Gauss s'adapte bien avec les pluies moyennes annuelles. En effet sa fonction de répartition est de la forme

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \text{Exp}\left(\frac{-1}{2x\mu^2}\right) du$$

(Fréquence au non dépassement)

U est variable réduite de gauss. Elle est donnée par :

$$U = \frac{X - \bar{X}}{\delta}$$

La transformation $X = \bar{X} + \delta U$ est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

Pour les calculs on a utilisé le logiciel HYFRAN .Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station BORDJ-SABATH sont regroupées dans le Tableau VI.4

Tableau VI.4 : Les résultats d'ajustement à la loi normale(Gauss)

Ajustement Normal					
Station BORDJ-SABATH :					
Résultats de l'ajustement Normale (Maximum de vraisemblance)					
Nombre d'observations: 29					
Paramètre : mu					
: 558.587 sigma					
: 147.384					
Quantiles :					
q = F(X) (probabilité au non-dépassement)					
T = 1/ (1-q)					
T	Q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	1110	78.2	953	1260
2000.0	0.9995	1040	70.4	906	1180
1000.0	0.9990	1010	66.7	883	1140
200.0	0.9950	938	57.6	825	1050
100.0	0.9900	902	53.4	797	1010
50.0	0.9800	861	48.8	766	957
20.0	0.9500	801	42.4	718	884
10.0	0.9000	747	37.2	675	820
5.0	0.8000	683	32.0	620	745
3.0	0.6667	622	28.7	566	678
2.0	0.5000	559	27.4	505	612
1.4286	0.3000	481	29.2	424	539
1.2500	0.2000	435	32.0	372	497
1.1111	0.1000	370	37.2	297	443
1.0526	0.0500	316	42.4	233	399
1.0204	0.0200	256	48.8	160	352
1.0101	0.0100	216	53.4	111	320
1.0050	0.0050	179	57.6	65.9	292
1.0010	0.0010	103	66.7	- 27.7	234
1.0005	0.0005	73.6	70.4	- 64.3	212
1.0001	0.0001	10.4	78.2	- 143	164

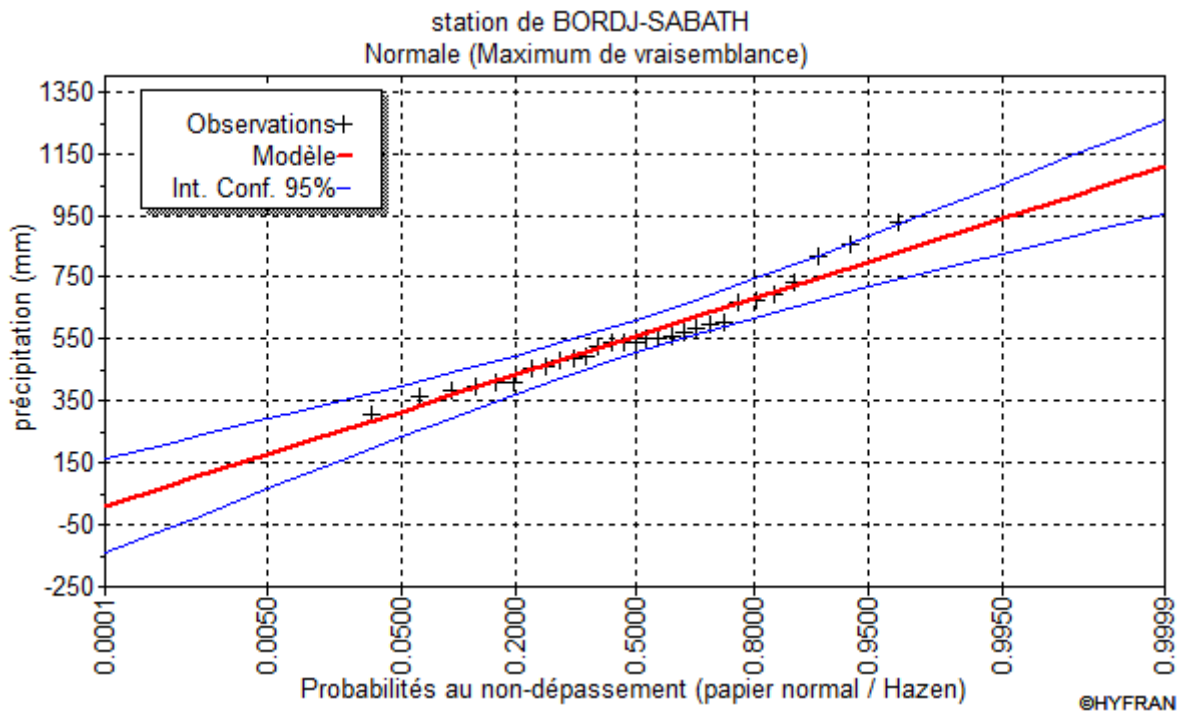


Figure VI.2 : allure des points sur le papier a probabilité d'ajustement à la loi normale (Gauss)

b. Ajustement à la loi log-normale (Galton) :

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station **BORDJ-SABATH** sont regroupés dans le tableau et la figure suivants :

Tableau VI.5 : Résultats de l'ajustement à la loi log- normale.

Ajustement Log-Normal					
Station Bordj-sabath :					
Résultats de l'ajustement Log-normale (Maximum de vraisemblance)					
Nombre d'observations: 29					
Paramètres : mu :					
6.29298					
sigma :					
0.258368					
Quantiles :					
q = F(X) (probabilité au non-dépassement)					
T = 1/ (1-q)					
T	Q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	1410	194	1030	1790
2000.0	0.9995	1270	156	960	1570
1000.0	0.9990	1200	141	926	1480
200.0	0.9950	1050	106	844	1260
100.0	0.9900	986	92.3	806	1170
50.0	0.9800	919	78.7	765	1070
20.0	0.9500	827	61.5	707	948
10.0	0.9000	753	49.2	657	849
5.0	0.8000	672	37.7	598	746
3.0	0.6667	604	30.4	545	664
2.0	0.5000	541	25.9	490	592
1.4286	0.3000	472	24.2	425	520
1.2500	0.2000	435	24.4	387	483
1.1111	0.1000	388	25.3	339	438
1.0526	0.0500	354	26.3	302	405
1.0204	0.0200	318	27.2	265	371
1.0101	0.0100	296	27.7	242	351
1.0050	0.0050	278	28.1	223	333
1.0010	0.0010	243	28.5	188	299
1.0005	0.0005	231	28.5	175	287
1.0001	0.0001	207	28.4	151	262

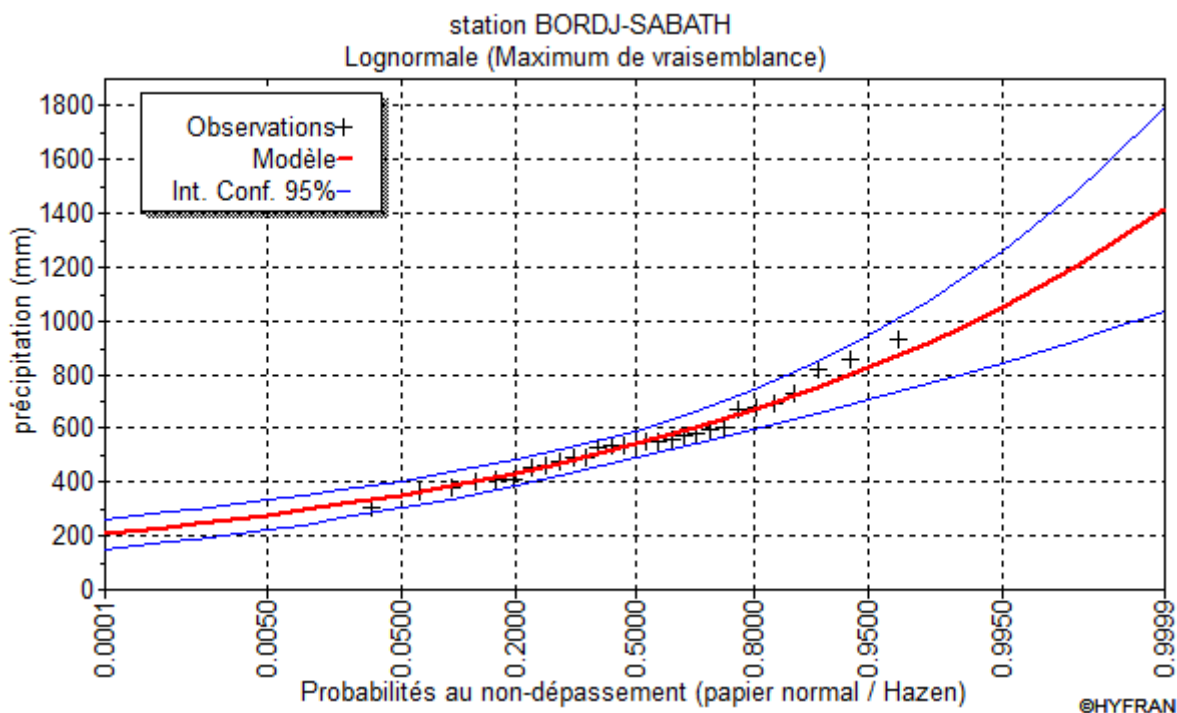


Figure VI.3 : allure des points sur le papier a probabilité d'ajustement à la loi log normale

c. Test de validité d'un ajustement :

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

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

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

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

: étant la densité de probabilité correspondant à la loi théorique. La variable aléatoire dont la répartition a été étudiée par Pearson, est définie par l'expression suivante :

$$\Sigma \text{ —————}$$

n_i : nombre d'observations contenues dans la classe i .

v_i : nombre d'observations théoriques calculés dans la classe i .

$$\gamma = k - 1 - m$$

Avec :

k : nombre de classes.

γ : degré de liberté.

m : Nombre de paramètres, dont dépend la loi de répartition ; $m=2$: pour la loi de

Gumbel et Gauss.

On cherche dans la table de Pearson (**Annexe 01**) la probabilité de dépassement correspondante au nombre de degré de liberté, définie ci-dessus par λ . Si cette probabilité est supérieure 0,05 l'ajustement est satisfaisant.

➤ **Test de validité de l'ajustement à la loi Normale**

Le test de validité de **Khi carrée** pour l'ajustement à la loi Normale est fait à l'aide du logiciel HYFRAN.

Les résultats obtenus sont les suivants : Khi

$$\text{carré} = 5.03 = \chi^2_{\text{calculée}}$$

$$\text{Probabilité } p(\chi^2_{\text{calculée}}) = 0.2838$$

$$\text{Degrés de liberté : } \gamma=4$$

$$\text{Nombre des classes } k=7$$

➤ **Test de validité de l'ajustement à la loi Log-Normale**

De la même manière que pour la loi normale on a obtenu les résultats suivants :

$$\text{Khi carré} = X^2 = 2.62 = \chi^2_{\text{calculée}}$$

$$\text{Probabilité } p(\chi^2_{\text{calculée}}) = 0.2838$$

$$\text{Degrés de liberté : } \gamma=4$$

$$\text{Nombre des classes } k=7$$

Le test de **Khi carré** montre que les deux lois présentent une même adéquation Sur la table de **Pearson** $\chi^2_{\text{théorique}} = 4,878$; pour : $\alpha = 5\%$ et $\gamma=4$

Donc : $\chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ (pour les deux lois).

L'adéquation de la loi est bonne autrement dit l'ajustement est bon pour une probabilité $1-\alpha$ soit 95%.

Graphiquement il est nettement remarquable que la loi log normale est la plus adéquate.

Donc l'ajustement à la loi log normal aux précipitations annuelles est à considérer.

VI.4. Détermination de l'année de calcul

Puisque la loi log normal est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne annuelle représentative de la région. la probabilité de calcul doit être prise entre 75% et 90%.

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

L'année de calcul est obtenue en appliquant la formule suivante :

$$P_{i,80\%} = P_{i,moy} \times \frac{P_{80\%}(\text{annuel})}{P_{50\%}(\text{annuel})}$$

D'après le tableau de l'Ajustement à la loi log normale on trouve

$P_{80\%}=672\text{mm}$ et $P_{50\%}=541\text{mm}$ d'où $\frac{672}{541} = 1.24$

On remarque que $\frac{672}{541} > 1$ donc l'année de calcul sera obtenue par la loi

Revenant toujours au tableau de l'Ajustement à la loi log normale on trouve

$P_{20\%}=435\text{mm}$ d'où $\frac{435}{541} = 0.80$

D'où l'année de précipitations de probabilité 80% sera comme suit

Tableau VI .6 : Reconstitution de l'année de probabilité 80%

	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Σ
P_{moy}	83.26	70.29	62.74	49.73	42.17	16.46	4.59	10.55	33.72	34.54	64.79	85.72	558.57
P_{i,80%}	66.60	56.23	41.47	39.79	33.73	13.17	3.68	8.44	26.98	27.64	51.83	68.57	446,86

Conclusion

Au terme de ce chapitre on a reconstitué l'année hydraulique de probabilité 80%, qui nous sera utile pour le calcul de l'évapotranspiration et des besoins en eaux des cultures.

La reconstitution c'est faite suivant les étapes ci dessous :

- On a d'abord vérifié l'homogénéité de la série pluviométrique.
- On a fait l'ajustement de la série aux lois; normale (Gauss), puis log-normale
- Puis on a vérifié la validité de ces deux lois, à l'aide du test *Khi carré*.
- Puis on a déterminé de l'année de calcul $\sum P_{moy} = 558.57$ mm et $\sum P_{i,80\%} = 446,86$ mm

Il est à noter que le test de validité a révélé que les deux lois utilisées étaient adéquates à l'ajustement de notre série pluviométrique, et que notre choix c'est porté graphiquement sur la loi log-normal.

CHAPITRE VII

Evaluation des besoins en eau des cultures

CHAPITRE VII : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DES CULTURES

Introduction

Toute plante a des exigences vis-à-vis du climat au sein duquel elle pousse. Celles-ci se traduisent par un certain nombre de besoins climatiques : besoins en rayonnement solaire intercepté par le feuillage, besoins thermiques pour l'accomplissement de son développement, besoins en eau pour sa croissance essentiellement.

Pour certaines cultures, dites de printemps-été et semées, en régions méditerranéennes, en général entre la fin du mois de mars et le début du mois de mai, une part importante des fluctuations interannuelles des rendements est due à ce qu'on appelle le « déficit hydrique ». Celui-là peut être quantifié par différentes variables. Il correspond à une situation où la culture n'a pas pu trouver dans le sol et en extraire l'eau qui lui aurait été nécessaire pour évapotranspirer de la même manière que si elle avait été irriguée, et donc bien alimentée en eau. Pour la plante, l'état de sécheresse correspond donc à un « manque d'eau ». À partir du moment où une plante subit un déficit hydrique croissant, elle commence à réduire, dans un premier temps, l'ouverture de ses stomates, puis elle réagit par une diminution, d'abord, de la croissance de ses cellules, ensuite, du processus de photosynthèse [10].

VII.1 Calcul des besoins en eau par la méthode du bilan hydrique

Les besoins en eau d'une culture sont la lame d'eau en millimètre nécessaire pour compenser son évapotranspiration (10). Ces besoins la sont souvent déterminés par la méthode du bilan hydrique donné par la formule :

$$B_i = ETM_i - (RFU_{i-1} + P_{eff-i}) \dots \dots \dots (VI.1)$$

B_i : Besoins en eau du mois en cours (mm/mois).

ETM_i : évapotranspiration maximale du mois en cour (mm)

P_{eff-i} : La pluie efficace du mois en cour (mm).

RFU_{i-1} : la réserve facilement utilisable du mois précédent (mm).

$$RFU = (H_{cc} - H_{pf}) \times Y \times Z \times D_a = RU \times Y \dots \dots \dots (VI.2)$$

RU : La réserve utile (mm), c'est l'eau emmagasinée dans le sol pouvant être utilisée par les plantes.

H_{cc} et H_{pf} sont les deux bornes d'humidité entre lesquelles les racines peuvent puiser l'eau du sol, elles varient selon le type du sol.

H_{cc} : Humidité pondérale en % à la capacité au champ, c'est l'humidité du sol après ressuyage, le potentiel de succion racinaire souvent inférieur à 0.33 bar.

H_{pf} : Humidité pondérale en % au point de flétrissement, elle correspond à une capacité de succion racinaire voisine de 15 bars [11].

Y : Coefficient de tarissement

Z : La profondeur racinaire (mm)

Da : Densité apparente du sol

VII.2 Généralités sur l'évapotranspiration

VII.2.1 Définition de l'évapotranspiration [10].

On appelle évapotranspiration d'une culture la combinaison du phénomène physiologique de la transpiration et de celui, purement physique, de l'évaporation d'eau à la surface d'une feuille, et à la surface du sol sur lequel la culture est implantée. Comme pour la pluie, l'évapotranspiration d'une culture s'exprime en millimètres d'eau, c'est-à-dire en litres d'eau par mètre carré de surface du sol.

On distingue trois types d'évapotranspiration :

a. L'évapotranspiration potentielle ou de référence (ETP ou ET_0)

C'est l'évapotranspiration maximale d'un gazon ras couvrant totalement le sol (tondu à 10 cm), bien alimenté en eau en phase active de croissance et situé au sein d'une parcelle suffisamment.

b. L'évapotranspiration réelle (ETR)

Elle correspond à l'évapotranspiration qui se produit dans les conditions réelles de teneur en eau du sol.

c. L'évapotranspiration maximale (ETM)

Elle représente la quantité d'eau maximale susceptible d'être perdue lorsque la plante est mise en bonnes conditions d'alimentation hydrique et pour un sol proche de la capacité au champ.

VII.2.2 Le coefficient cultural k_c

Grace à des séries de mesure d'ETM, on a pu trouver des valeurs moyennes d'un coefficient qui diffère d'une culture à une autre appelé coefficient culturale (k_c), et cela en comparant l'ETM à une évapotranspiration de référence (ETP). D'où

$$k_c = \frac{ETM}{ETP} \dots\dots\dots (VII.3)$$

Les valeurs du coefficient cultural k_c d'une culture peut être représenté sous une forme de courbe représentant sa variation suivant son stade de développement phénologique.

VII.2.3 Eléments climatiques intervenants dans le processus d'évapotranspiration

Il s'agit des données météorologiques de base qui doivent être disponibles, moyennées ou cumulées, à différentes échelles de temps (l'heure, le jour, la décade, le mois, la saison ou l'année).

Cinq variables météorologiques sont principalement utilisées:

- Il s'agit de la température de l'air (mesurée sous abri à 2 mètres au-dessus du sol).
- La pression partielle de vapeur d'eau dans l'air (mesurée sous abri à la même hauteur).
- De la vitesse du vent (mesurée à 10 mètres au-dessus du sol).
- Du rayonnement solaire global (ou de la durée d'insolation journalière)
- De la pluviométrie [10].

VII.2.4 Méthodes de détermination de l'évapotranspiration

L'évapotranspiration peut être estimée expérimentalement ou de manière empirique.

a. Méthodes expérimentales

- Les bacs d'évaporation.
- Les lysimètres.
- Les stations expérimentales

b. Méthodes empiriques

VII.3 Formules empiriques calculant l'évapotranspiration

Elles se basent sur des formules utilisant de différentes données climatiques, certaines permettent de calculer directement l'ETR et d'autres calculent d'abord l'ETP.

Et voici quelques exemples de ces formules :

VII.3.1 Calcul de l'évapotranspiration réelle ETR

a. Formule de TURC [12].

Cette formule est fonction de la température moyenne annuelle et de la hauteur moyenne des précipitations moyennes annuelles. Elle s'écrit :

$$\frac{P}{\sqrt{L}}$$

Avec :

P : précipitation moyenne annuelle (mm).

L : pouvoir évaporant de la température.

$$L=300+24T+0.05T^3 \dots\dots\dots(VI.5)$$

T : température moyenne annuelle en °C.

b. Formule de COUTANGE [12].

Cette formule tient compte essentiellement des précipitations et de la température.

Son application est restreinte à la condition suivante :

$$1.8\lambda < P \text{ (mm)} < 1/2\lambda$$

La formule est la suivante :

$$ETR = P - \lambda P \dots\dots\dots (VI.6)$$

Avec :

$$\lambda = \frac{1}{2000}$$

P : lame moyenne annuelle précipitée en mm.

T: température moyenne annuelle en °C.

VII.3.2 Calcul de l'évapotranspiration potentielle ETP

a. Formule de THORNTHWAITE [12].

La formule est comme suit :

$$— \dots\dots\dots(VII.8)$$

ETP : L'évapotranspiration potentielle mensuelle

I: indice thermique annuel tel que

$$I = \sum_1^{12} i$$

i : indice thermique mensuel

T : température moyenne mensuelle en (c°).

K : coefficient d'ajustement mensuel ou facteur de correction.

$$[—] \dots\dots\dots(VII.9)$$

b. Méthode de BLANEY et CREADDLE (11)

La formule est :

$$ETP= K \times P \times T \dots\dots\dots(VII.10)$$

K : Coefficient dépendant de la culture et de la zone climatique.

P : Pourcentage du nombre d'heures mensuelles d'éclairement rapporté a la durée annuelle.

T : Température en Fahrenheit (F°).

c. Méthode de PENMAN et MONTEITH modifiée

La formule de Penman et Motheit modifiée se présentant comme suit :

$$ET_0= C \times [W \times R_n + (1-W) \times F(u) \times (e_a - e_d)] \dots\dots\dots(VII.11)$$

Tel que :

ET₀ : représente l'évapotranspiration de référence, exprimées en mm /mois.

W : facteur de pondération tenant compte de l'effet de rayonnement a différente température et altitude.

Rn : rayonnement net en évaporation équivalente, exprime en mm/jour.

F(u) : fonction liée au vent.

ea : tension de vapeur saturante a la température moyenne de l'air, en millibars.

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

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

VII.4 calcul des besoins en eau à l'aide du CROPWAT

Dans notre travail on optera pour la formule de Penman et Monteith modifiée car elle prend en considération le plus grands nombre de paramètres climatologiques susceptibles d'intervenir dans l'évapotranspiration.

Le calcul se fera à l'aide du logiciel CROPWAT basé sur la formule choisie Penman et Monteith et qui permet d'avoir des résultats plus précis car il fait rentrer un paramètre très important qui est la géographie celle-ci qui rassemble l'altitude la latitude et la longitude du site. Sans oublier qu'il prend en considération la notion des pluies efficaces.

VII 4.1 L'évapotranspiration réelle ou de culture ETR

C'est la valeur réelle de l'évapotranspiration. Le plus souvent, elle est inférieure à un l'évapotranspiration potentielle, puisque le sol n'est pas en permanence à sa capacité de rétention. En plus, elle est considérée variable pendant la période de végétation.

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$ETR = K_C \times ET_0$$

Avec :

K_C : Représente le coefficient culturale, dépendant du type de la culture et de son stade de développement, et des conditions climatiques qui y règnent.

VII.4.2 Calcul de l'évapotranspiration potentielle

Pour ce faire on introduit dans le Cropwat les données climatologiques nécessaires, qui sont la température, l'humidité relative, la vitesse du vent et l'insolation, tout en faisant attention aux unités de mesures.

On doit aussi introduire les coordonnées géographiques du périmètre ou de la station de mesure.

Une fois toutes ces informations introduites on obtient un tableau contenant les valeurs de l'évapotranspiration potentielle qu'on peut obtenir soit en millimètres par jour ou millimètres par mois, les résultats sont dressés dans le **tableau VII.1**.

Tableau VII.1 : évapotranspiration potentielle journalière calculée par le logiciel CROPWAT

Mois	Temp min C°	Temp max C°	Humidité %	Vent (m/s)	Insolation (heure)	Ray (MJ/m ² /jour)	ET ₀ (Mm/j)
Janvier	3.12	13.58	58	1.9	6.13	9.7	2.04
Février	3.33	13.91	47	2.25	7.18	13.0	2.56
Mars	7.04	18.30	40	2.43	7.42	16.3	3.24
Avril	11.02	21.17	44	2.38	8.43	20.4	4.17
Mai	14.28	25.46	57	2.05	8.48	22.1	5.07
Juin	19.15	31.54	63	2.38	9.47	24.0	5.92
Juillet	22.26	36.02	72	2.18	9.64	23.9	6.28
Août	22.18	35.24	77	2.07	9.35	22.2	6.21
Septembre	18.27	29.46	76	1.8	8.33	18.3	4.73
Octobre	13.93	25.47	72	1.73	7.39	14.1	3.57
Novembre	8.13	18.19	65	1.85	6.06	10.1	2.66
Décembre	4.24	14.15	62	2.13	5.68	8.6	2.07
Moyenne	12.24	23.54	61	2.10	7.08	16.9	4.04

VII.4.3 Calcul des besoins net des cultures

Pour obtenir les valeurs de l'ETR, et les besoins nets d'irrigation il est obligatoire d'introduire les valeurs de la pluie, choisir les cultures à irriguer et indiquer la qualité du sol.

c. Calcul des besoins nets

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique

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

Avec :

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

ETR : évapotranspiration réel (mm).

RFU : réserve facilement utilisable.

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

Avec :

Y : degré de tarissement

D_a : Densité apparente

Z : profondeur d'enracinement (mm)

H_{cc} : Humidité à la capacité au champ

H_{pf} : Humidité au point de flétrissement

P_{eff} : Pluie efficace

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

Tableau VII.4 : Olivier

Mois	Pluie eff	ET0	Kc	ETR=ET0*k _c	RFu	Bnet	Eff	Bbrut
Septembre	26.98	141.9	0,7	99.33	96	0	0,75	0
Octobre	27.64	110.67	0,65	71.94	108	0	0,75	0
Novembre	51.83	79.8	0,65	33.69	120	0	0,75	0
Décembre	68.57	64.17					0,75	
Janvier	66.60	63.24					0,75	
Février	56.23	74.24					0,75	
Mars	41.47	100.44	0,7	70.31	60	0	0,75	0
Avril	39.79	125.1	0,7	87.57	60	0	0,75	0
Mai	33.73	157.17	0,7	110.02	72	4.29	0,75	5.72
Juin	13.17	177.6	0,7	124.32	13,67	97.48	0,75	129.97
Juillet	3.68	194.68	0,7	136.28	103,13	29.47	0,75	39.29
Août	8.44	192.51	0,7	134.76	26,43	104	0,75	138.67
Total						235.24		313.65

Tableau VII.5 : Agrumes

Mois	Pluie eff	ET0	Kc	ET0*k _c	RFu	Besoin	Eff	Bbrut
Septembre	26.98	141.9	0,68	96.49	88,64	0	0,75	0
Octobre	27.64	110.67	0,68	75.26	70,2	0	0,75	0
Novembre	51.83	79.8	0,68	54.26	71,4	0	0,75	0
Décembre	68.57	64.17	0,7	44.92	72	0	0,75	0
Janvier	66.60	63.24	0,7	44.27	72	0	0,75	0
Février	56.23	74.24	0,7	51.97	72	0	0,75	0
Mars	41.47	100.44	0,7	70.31	60	0	0,75	0
Avril	39.79	125.1	0,7	87.57	60	0	0,75	0
Mai	33.73	157.17	0,7	110.02	60	16.29	0,75	21.72
Juin	13.17	177.6	0,7	124.32	25,67	85.48	0,75	113.97
Juillet	3.68	194.68	0,7	136.28	91,13	41.47	0,75	55.29
Août	8.44	192.51	0,7	134.76	38,43	87.89	0,75	117.19
Total						231.13		308.17

d. Volumes d'eau nécessaires à combler le déficit hydrique

Les besoins calculés antérieurement sont exprimés en millimètre, sachant qu'une lame d'un millimètre, correspond à un volume d'eau égale à 10m^3 répartie uniformément sur un hectare de terrain, et connaissant la superficie qu'occupe chaque culture on pourra ainsi calculer les volumes mensuels et annuels d'eau nécessaire pour combler le déficit.

Le tableau ci-dessous représente les volumes d'eau susceptibles à satisfaire nos besoins d'irrigation.

Tableau VII.6: Volumes d'eau nécessaires à l'irrigation.

	Olivier		Agrumes		Besoins totaux	
	Surface: 50 ha		Surface: 100 ha			
	Bnet(mm)	Bnet(m3/ha)	Bnet(mm)	Bnet(m3/ha)	Bnet(mm)	Bnet(m3)
Janvier	0	0	0	0	0	0
Février	0	0	0	0	0	0
Mars	0	0	0	0	0	0
Avril	0	0	0	0	0	0
Mai	4.29	42.9	16.29	162.9	20.58	30870
Juin	97.48	974.7	85.48	854.8	182.96	274440
Juillet	29.47	294.7	41.47	414.7	70.94	106410
Aout	104	1040	87.89	878.9	191.89	287835
Septembre	0	0	0	0	0	0
Octobre	0	0	0	0	0	0
Novembre	0	0	0	0	0	0
Décembre	0	0	0	0	0	0
Annuel	235.24	2352.4	231.13	2311.3	466.37	699555

Conclusion

Après calcul des besoins en eaux des cultures on remarque que le mois de pointe est le mois d'Aout avec un déficit hydrique total de 191.89 mm.

La culture la plus exigeante est les Oliviers avec des besoins de pointe en Aout avec 140 mm.

Parlant en termes de volumes on remarque que le volume de pointe est de 287835 m³ en mois d'Aout, ce qui peut être considéré comme étant un volume assez élevé mais qui peut s'expliquer par la surface importante de la parcelle (150 ha) et du type des cultures mises en place.

Il est à noter aussi qu'on peut dire que ces volumes sont surestimés, car le calcul a été fait en considérant que toute la surface du sol est plantée, alors que ce n'est pas le cas.

CHAPITRE VIII

Dimensionnement du réseau d'irrigation

CHAPITRE VIII : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'IRRIGATION

Introduction

La parcelle à laquelle on s'intéresse est d'une aire totale de 150 hectares, plantée de deux cultures qui sont les agrumes sur 100 hectares, et les oliviers de table avec 50 hectares. Une station d'épuration est installée a coté de notre périmètre.

Ce chapitre consiste d'abord d'élaborer un plan de gestion de l'irrigation, cela en déterminant les durées et les fréquences d'arrosages, ainsi que les différentes tranches, car vu la grandeur de la parcelle et le nombre important d'arbres et donc du débit à fournir, il est préférable d'irriguer tranche par tranche.

Projeter un réseau capable d'alimenter toute la parcelle, et calculer les diamètres des différentes rampes et conduites.

Choisir l'emplacement avantageux du réservoir et déterminer son volume.

Choisir les pompes les plus adéquates pour l'adduction, et si nécessaire pour la distribution.

Ces différents calculs et choix doivent êtres établis tout en tenant compte du critère technico-économique

VIII.1. CALCUL DU DEBIT FICTIF CONTINU :

VIII.1.1. En mois de pointe (Aout) :

Pour le dimensionnement du réseau de distribution, nous concéderons que le débit moyen journalier des pertes par transpiration est le débit fictif continu que doit assurer le réseau ; alors :

$$q = \frac{B_{net} \cdot 10^3}{3600 \times E \times D \times j} \dots\dots\dots (VIII.1)$$

q : le débit fictif continu du réseau de distribution.

B_{net} : besoin net du mois de pointe en m³ /ha,

E : l'efficience moyenne d'irrigation (75%).

D : nombre d'heures d'irrigation=18heures

J : nombre de jours de mois de pointe =26JOURS

$$q = \frac{1918.9 \cdot 10^3}{3600 \times 0,75 \times 18 \times 26} = 1.52 \text{ l/s/ha}$$

Le débit spécifique $q_s = 1.52 \text{ l/s/ha}$ est supérieur à $1,5 \text{ l/s/ha}$ donc on prend la culture la plus exigeante

VIII.1.2. De la culture la plus exigeante :

Parmi toutes ces cultures on a constaté qu'au mois d'aout qui est le mois de pointe, la culture la plus exigeante est les oliviers, donc on l'adopte pour l'application de la loi de débit. L'estimation de ses besoins sera comme celle du débit fictif continue :

$$B_{\text{net}} = 104 \text{ mm} = 1040 \text{ m}^3/\text{ha}$$

$$q = \frac{B_{\text{net}} \cdot 10^3}{3600 \times E \times D \times j} = \frac{1040 \cdot 10^3}{3600 \times 0,75 \times 18 \times 26} = 0,82 \text{ l/s/ha}$$

VIII.3. CALCUL DU DEBIT MAXIMUM JOURNALIER :

Dans notre cas le débit maximum journalier q' est le débit caractéristique, il est calculé par la formule suivante :

$$Q_{\text{car}} = q_s \cdot S \dots\dots\dots \text{(VIII.2)}$$

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

S : la superficie totales à irriguer = 150ha.

On choisira le débit spécifique de la culture la plus exigent, et de notre cas la culture la plus exigent q' est l'olivier est égale $q_s = 0,82 \text{ l/s/ha}$

$$Q_{\text{car}} = q_s \cdot S = 123 \text{ l/s}$$

Alors notre débit de consommation journalier est $Q_J = 10627.2 \text{ m}^3/\text{j}$

VIII.4 Calcul des différentes doses et durées d'irrigation

VIII.4.1 Calcul des doses d'irrigation

a. Calcul de la dose nette pratique d'irrigation

La dose nette est la quantité d'eau en millimètres susceptible d'assurer un niveau d'humidité acceptable dans le sol et permettant une exploitation optimale pour la plante, sans tenir compte des pertes dues à l'efficiencce du système d'irrigation.

La dose nette pratique (maximale) est donnée par la formule suivante

$$D_p = (H_{cc} - H_{pf}) \cdot Y \cdot Z \cdot P\% \dots\dots\dots(VIII.1)$$

Tel que : notre sol est de texture argilo limoneux sableuse

- Hcc : humidité à la capacité au champ
- Hpf : humidité au point de flétrissement
- Y : degré d'extraction de l'eau du sol ; Y = 0,66
- Z : profondeur d'enracinement ; (mm)
- P : volume de sol humidifié. (**Annexe 02**)

Il est en fonction de :

- *S₁: écartement entre les rampes (m)
- *Le débit d'un gouteur : 2 l/s pour les deux cultures.
- *Ecartement des distributeurs sur la rampe et de la texture du sol.

Dans notre cas le sol est de texture argilo-limono-sableuse (Hcc=22% et Hpf=10%)

Application numérique

- **Agrumes**

La profondeur racinaire dans le cas d'agrumes est Z= 1200mm

L'écartement entre les rampes est de S₁=5m et le sol est de texture moyenne d'où P=48%

D'où $D_p = (0,22 - 0,10) \times 0,66 \times 1200 \times 0,48$

D_p=45.62mm

- **Olivier**

La profondeur racinaire d'olivier est Z=1200mm

L'écartement entre les rampes est de S₁=2m et le sol est de texture moyenne d'où P=40%

D'où $D_p = (0,22 - 0,10) \times 0,66 \times 1200 \times 0,4$

D_p=38.02mm

b. Calcul de la dose nette réelle d'irrigation

Elle est estimée à: $D_r = 0.9 \times D_p$

.Agrumes

$$D_r = 0.9 \times D_p \text{ donc } D_r = 41.06 \text{ mm}$$

-Olivier

$$D_r = 0.9 \times D_p \text{ donc } D_r = 34.22 \text{ mm}$$

c. Calcul de la dose brute

C'est la quantité d'eau à assurer tout en tenant compte des pertes dues à l'efficacité du système d'irrigation ainsi qu'à l'uniformité de l'irrigation.

$$D_{\text{brut}} = D_r / R_p \dots \dots \dots (\text{VIII.2}) \quad \text{si } R_p \leq 1$$

$$D_{\text{brut}} = D_r \times R_p \dots \dots \dots (\text{VIII.3}) \quad \text{si } R_p > 1$$

$$R_p = E \times C_u \dots \dots \dots (\text{VIII.5})$$

E: Efficacité de l'irrigation (E=0.85 pour l'irrigation localisée)

Cu : Coefficient d'uniformité du système de l'irrigation (en irrigation localisée Cu est inférieur à 1 on le prend 0.95)

Dans notre cas on a $R_p = 0.81 < 1$ donc on utilise la formule (VIII.2).

-Agrume

$$D_{\text{brut}} = D_r / R_p \text{ donc } D_{\text{brut}} = 50.69 \text{ mm}$$

-Olivier

$$D_{\text{brut}} = D_r / R_p \text{ donc } D_{\text{brut}} = 42.25 \text{ mm}$$

d. Calcul des besoins journaliers réduits

Les besoins en eau calculés antérieurement ont été estimés en considérant que la totalité de la surface du sol est humidifiée, alors que surtout dans le cas d'irrigation localisée, seulement une partie de ce sol est rechargée, et l'autre est laissée sèche. On peut dire que ces besoins ont été surestimés, d'où il est préférable d'appliquer un coefficient réducteur, dans le but d'avoir des résultats plus proches du réel. Ce coefficient appelé coefficient de réduction (Kr), est lui aussi estimé en s'appuyant sur un autre coefficient qui est le taux de couverture

du sol (C_s). Celui-ci représente la fraction de surface du sol couverte par le feuillage des plantes, il dépend particulièrement du type de culture et de son stade de développement.

C_s est déterminé expérimentalement, alors que (K_r) est calculé par plusieurs formules dont :

- La formule de Keller et Karmeli (1974) :

$$K_r = \frac{C_s}{0,85} \dots \dots \dots (\text{VIII.6})$$

Plafonnée à 1

- La formule de Freeman et Garzoli :

$$K_r = C_s + 0,5(1 - C_s) \dots \dots \dots (\text{VIII.7})$$

- La formule de Decroix :

$$K_r = 0,1 + C_s \dots \dots \dots (\text{VIII.8})$$

- **Agrumes**

Le taux de couverture pour les arbres adultes est $C_s=0.60$ donc on le prend cette valeur pour les agrumes, d'où :

$K_r=0.71$ (Keller et Karmelli)

$K_r=0.80$ (Freeman et Garzoli)

$K_r=0.70$ (Decroix)

L'évapotranspiration maximal journalière du mois de pointe est de $ETM=2.84\text{mm/j}$.

Les besoins nets en irrigation localisé seront réduits à

$$B_j = ETM \times K_r \dots \dots \dots (\text{VIII.9})$$

On prend $K_r=0.71$ donc

$B_j=2.02\text{mm/j}$

- **Olivier**

Pour la vigne on prend $C_s=0.50$ donc :

$K_r=0.59$ (Keller et Karmelli)

$K_r=0.75$ (Freeman et Garzoli)

$K_r=0.60$ (Decroix)

On prend $K_r=0.60$

$$B_j = 3.35 \text{ mm/j}$$

La dose nette journalière réduite a

$$B_j = 3.35 \times 0.60 \quad \text{donc} \quad B_j = 2.01 \text{ mm/j}$$

VIII.4.2 Calcul de la fréquence et des durées d'arrosage

a. Calcul de la fréquence minimale d'arrosage

C'est le nombre minimal d'irrigations à appliquer par mois, elle est donnée par la formule :

—

D_r : Dose nette réelle (mm)

B_j : Besoins journaliers réduits (mm/j)

b. Durée des arrosages

C'est la durée que prendra l'irrigation localisée pour atteindre la dose pratique réelle, elle est donnée par la formule suivante :

$$T = \frac{D_{brute} \times S_d \times S_r}{Q_d} \dots\dots\dots (V III .11)$$

D_{brute} : dose brute d'irrigation (mm).

S_d : espacement entre les goutteurs (m).

S_r : espacement entre les rampes (m).

Q_d : débit d'un goutteur en litre par heure.

- **Agrumes**

Les arbres sont disposés en 5m×5m et chacun aura deux goutteurs espacés d'1 m

Le débit d'un goutteur est 2l/h.

- **Oliviers**

Les Oliviers sont disposés de manière suivante :

Distance entre les arbres 1.5m

Distance entre les rampes 2m

Chaque arbre aura 1 goutteur de 2l/h

d. Durée journalière d'arrosage

C'est la durée que prendra l'irrigation en une journée de travail, elle est donnée par la formule :

$$\frac{é}{\quad}$$

Les résultats des différents paramètres sont regroupés au tableau ci après.

Tableau VIII.1 : Calcul des doses et durées des irrigations

	D_p (mm)	D_r (mm)	D_{brut} (mm)	ETM_j (mm/j)	C_s
Agrumes	45.62	41.06	50.69	2.84	0.60
Oliviers	38.02	34.22	42.25	3.35	0.50
	K_r	B_j (mm/j)	F_{min}	T	t_j
Agrumes	0.71	2.02	20.33	51h	2h 30min
Oliviers	0.60	2.01	17.02	42h 15min	2h 29min

VIII.5 Dimensionnements du réseau d'irrigation et de l'ouvrage de stockage

VIII.5.1 Découpage de la parcelle en postes

La parcelle en question est caractérisée par son important étendu, en effet elle a une longueur moyenne de 1500m et d'une largeur variant de 1000m

La parcelle sera découpée en postes de 4 hectares chacun (200m×200m) dans le cas d'agrumes et de 1.5 hectares (100m×150m) pour les oliviers.

Les rampes auront des longueurs de 195m et 150m respectivement pour l'agrumes et les oliviers. Les portes rampes auront des longueurs de 195 pour les agrumes et 100m

Les rampes et portes rampes situées aux extrémités de la parcelle auront des longueurs adaptées.

La distance entre les arbres dans le cas d'agrumes est de 5m et entre les rangs on a aussi 5m. Pour les oliviers la distance entre les arbres est 1.5m et entre les rangs on a 2m.

Chaque arbre sera muni de 2 goutteurs distants de 1m pour les agrumes, alors que pour les oliviers chaque arbre sera muni d'un seul goutteur.

En général dans le cas d'arborée et de oliviers on irrigue avec des goutteurs de 4 l/h mais vu que notre sol et de texture (argilo limoneux sableuse) on optera pour des goutteurs de 2 l/h.

VIII.5.2 Calcul des diamètres des rampes et portes rampes

Les calculs suivants représentent les caractéristiques du réseau d'irrigation des agrumes. Tandis que ceux caractérisant les oliviers seront déduits de la même manière.

a. Calcul du nombre de goutteurs par poste

$$N_g = N_a \times n \dots \dots \dots (VIII.13)$$

N_a : Nombre d'arbres dans un poste (40×40=1600)

n : Nombre de goutteurs par arbre (n=2)

D'où $N_g = 3200$ g/ poste

b. Calcul du débit d'une rampe et d'une porte rampe

$$Q_r = Q_g \times N_{g/r} \dots \dots \dots (VIII.14)$$

Q_g : débit du goutteur

$N_{g/r}$: nombre de goutteurs par rampe $N_{g/r} = 2 \times N_a / r$

N_a / r : nombre d'arbres par rang

$Q_r = 2 \times 40 \times 2$ donc $Q_r = 160$ l/h

Chaque porte rampe compte 40 rampes d'où son débit sera

$Q_{pr} = 40 \times Q_r$ $Q_{pr} = 6400$ l/h

c. Diamètres des rampes et portes rampes

c.1 Calcul hydraulique du réseau

Le diamètre des rampes et porte rampes en PEBD est calculé a l'aide de la formule de Lechapt et Clamon donnée comme suit :

$$\varnothing \text{ (cal)} = \left[\frac{P.d.c \times 2,75}{0,478 \times Q r^{1,75} L r} \right]^{-\frac{1}{4,75}} \dots \dots \dots (V \text{ III} .15)$$

Tel que :

P.d.c : perte de charge dans la conduite (mce)

L : longueur de la conduite (m)

Ø : Diamètre de la conduite (mm)

Q : Débit de la conduite (l/h)

Le calcul du diamètre par cette formule consiste à :

Trouver la valeur de perte de charge maximale susceptible de ne pas affecter le bon fonctionnement de la rampe ou porte rampe.

Calculer le diamètre théorique correspondant à la perte de charge déjà estimée.

Choisir un diamètre normalisé de façon à ce que le diamètre intérieur soit plus grand que le diamètre théorique calculé afin d'avoir une perte de charge moindre que la première.

La perte de charge réelle sera alors estimée en utilisant la même formule c'est-à-dire :

$$P = \frac{10.67 \cdot Q^{1.75} \cdot L}{D^{4.75}} \dots \dots \dots (VIII.16)$$

c.2 Calcul hydrauliques

La variation maximale du débit entre goutteur :

$$\Delta q/q = 10\%$$

La variation maximale de la pression.

$$q = K \cdot H^x \dots \dots \dots (VIII.17)$$

x = 0,5 (caractéristique du goutteur).

D'où :

$$\Delta q/q(g) = x \cdot \Delta H / H(n) \dots \dots \dots (VIII.18)$$

Avec :

q (g) : débit nominal du goutteur ;

H (n) : pression nominale.

$$0,1 = 0,5 \times \Delta H / 10$$

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

La répartition de la perte de charge est :

$$P_{dc}(\text{sing})=2*0.1=0.2 \text{ mce} \quad P_{dc}(\text{sing})= 0.2 \text{ mce}$$

$$P_{dc}(\text{linéaire}) = 2-0.2 = 1.8 \text{ mce} \quad P_{dc}(\text{linéaire})= 1.8 \text{ mce}$$

Les Valeurs des pertes de charges linéaires seront réparties de la manière suivante

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

2/3 sur les rampes P.d.c (r) = 1,2 m c e.

c.3 Calcul et choix des diamètres

Le diamètre calculé pour la rampe sera :

$$\varnothing r(\text{cal})= \left[\frac{1,2 \times 2,75}{0,478 \times 160^{1,75} \times 195} \right]^{-\frac{1}{4,75}}$$

$$\varnothing r(\text{cal})=13.11\text{mm}$$

La conduite la plus adéquate est une conduite PN2.5 de diamètre nominal 16mm et de diamètre intérieur $\varnothing_{\text{int}}= 13.6\text{mm}$. (**Annexe 03**)

La perte de charge est de :

$$P = \frac{1}{100} \times 13.6^{-4.75} \times 160^{1.75} \times 195$$

$$P=1.007 \text{ m.c.e}$$

De la même manière on calcule le diamètre des rampes servant les oliviers, les différentes caractéristiques des rampes sont données dans le tableau suivant :

Tableau VIII.2 : Caractéristiques des rampes

Culture	L _r (m)	Ng	Q (l/h)	Ph _{th} (mce)	D _(cal) (mm)	D _n (mm)	D _{int} (mm)	ΔH ₁ (mce)
Agrumes	195	80	160	1.2	13.11	16	13.6	1.007
Oliviers	150	100	200	1.2	13.46	16	13.6	1.145

Le diamètre du porte rampe pour agrumes sera :

$$\varnothing_{pr(cal)} = \left[\frac{0,6 \times 2,75}{0,478 \times 6400^{1,75} \times 195} \right]^{\frac{4,75}{1}}$$

$$\varnothing_{pr(cal)} = 59.04 \text{ mm}$$

On prend le diamètre normalisé $D_{pr} = 75 \text{ mm}$, le diamètre intérieur est $D_{int} = 63.8 \text{ mm}$ la perte de charge sera alors :

$$P = \frac{1}{100} \times 63,8^{-4,75} \times 6400^{1,75} \times 195$$

$$P = 0.42 \text{ m.c.e}$$

Les caractéristiques des portes rampes sont définies au tableau suivant :

Tableau VIII.3 : Caractéristiques des portes rampes

Culture	$L_{pr}(\text{m})$	Nr	Q (l/h)	$Ph_{th}(\text{mce})$	$D_{(cal)}(\text{mm})$	$D_n(\text{mm})$	$D_{int}(\text{mm})$	$\Delta H_1(\text{mce})$
Agrumes	195	40	6400	0.6	59.04	75	63.8	0.42
Oliviers	100	49	9800	0.6	60.02	75	63.8	0.47

Les portes rampes seront de en PN4 dont les diamètres nominaux et intérieurs sont indiqués au tableau précédent. (**Annexe 03**) et (**Annexe 04**)

VIII.5.3 Dimensionnement des conduites secondaires

a. Le débit

Le débit de la conduite secondaire sera déterminé en estimant le nombre de goutteurs alimentés à la fois par celle-ci donc :

$$Q_c^{sec} = N_g \times Q_g \dots \dots \dots \text{ (VIII.19)}$$

N_g : nombre de goutteurs.

Q_g : débit d'un goutteur.

La manière avec laquelle on a découpé a donné naissance huit conduites secondaires chacune d'elles alimente un compartiment constitué de plusieurs postes.

b. La vitesse

La vitesse de l'eau dans les conduites ne doit pas être assez faible afin d'éviter le dépôt des particules fines, ni assez élevée afin d'éviter la dégradation rapide du réseau.

Les vitesses dans les conduites doivent être comprises dans l'intervalle suivant :

$$0,5 \leq V \leq 2,5 \text{ m/s}$$

c. Calcul du diamètre

Pour déterminer le diamètre des conduites secondaires, on utilise la formule de Bonnin pour chaque tronçon de conduite donc :

$$D_{i,j} = \sqrt[4]{i,j} \dots \dots \dots (\text{VIII.20})$$

i,j : Indices indiquant respectivement l'ordre de la conduite secondaire et du tronçon de chacune d'elles.

Une fois le diamètre est calculé on choisit le diamètre normalisé adéquat, et on calcul la vitesse réelle, afin de vérifier si elle est toujours dans la fourchette admissible.

d. Calcul pertes de charge linéaires (12)

Les pertes de charge linéaires (Δh) dans une conduite de longueur (L) est donnée par la formule de **Darcy Weisbach** :

$$\Delta H_1 = J * L = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (\text{V III .21})$$

λ : Coefficient de frottement.

D : diamètre intérieur de la conduite.

g : accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$).

V : vitesse moyenne du liquide dans la conduite (m/s).

Le coefficient de frottement λ est défini par la formule de **Colebrook** :

- En régime turbulent ($Re > 2000$) ;

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{2.5}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{0.11}{\sqrt{\lambda}} \right) \dots \dots \dots (\text{VIII.22})$$

- En régime laminaire ($Re \leq 2000$) ;

$$\lambda = \dots\dots\dots(VIII.23)$$

k : rugosité absolue moyenne de la paroi intérieure de la conduite en mm.

Re : nombre de Reynolds donné par la formule :

$$Re = \dots\dots\dots(VIII.24)$$

étant la viscosité cinématique du liquide.

On peut aussi calculer par la formule qui a été faite par M^r **Nikuradsé** pour la détermination de λ , dont la formule de calcul est comme suit :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \dots)^{-2} \dots\dots\dots(VIII.25)$$

ϵ étant la rugosité absolue de la paroi intérieure de la conduite, elle est donnée en millimètre. (12)

- Pour les conduites neuves en PEHD la rugosité absolue est de :
 - 0,01 mm pour les conduites neuves de diamètre extérieur \leq à 200 mm,
 - 0,02 mm pour les conduites neuves de diamètre extérieur $>$ à 200 mm.

Les résultats de calculs sont représentés au tableau suivant

Tableau VIII.4 : calcul de diamètre et de perte de charge linéaire des conduites secondaires

conduite	L (m)	Q (l/h)	D _{cal} (mm)	D _a (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	λ	ΔH_1 (m)
T1	55	35208	75	75	63.8	2.21	0.0128	2.75
T2	120	14472	64	75	63.8	0.9	0.0128	0.99
T3	60	48060	85	90	83	2.09	0.0124	1.995
T4	177	26316	86	90	83	1.14	0.0124	1.75
T5	130	31392	86	90	83	1.37	0.0124	1.86
T6	347	29844	104	110	101.4	0.87	0.0119	1.57

Les diamètres ont été choisis en se basant sur les annexes : (**Annexe 03**) et (**Annexe 04**)

VIII.5.3 Dimensionnement de la conduite principale

Elle transite l'eau pompée à partir d'une bache de stockage et de distribution située au point le plus haut de la parcelle, vers les conduites secondaires

Le dimensionnement de cette conduite se fera de la même manière avec laquelle on a déterminé les diamètres des conduites secondaires, sauf que cette fois ci, certains tronçons de la conduite seront transités par de différents débits, suivant le mode de vannage, d'où les diamètres doivent être choisis pour véhiculer le débit maximal, tout en assurant une transition correcte des débit inférieurs (vitesses admissibles).

Les pertes de charges linéaires sont déterminées de la même manière (Darcy Weisbach).

La conduite principale sera en PEHD

Les résultats de calculs de la conduite principale sont représentés au tableau suivant

Tableau VIII.5: Choix des diamètres de la conduite principale

Tronçon	L(m)	Q (l/s)	D _{cal} (mm)	D _a (mm)	D _{int} (mm)	V _{cal} (m/s)	ΔH ₁ (m)
A	75.47	q ₁ +q ₂ = 13.8	199.5	200	184.6	0.5	0.061
		q ₃ +q ₄ = 20.66				0.77	0.153
		q ₅ +q ₆ = 17.01				0.64	1.992
B	102.87	q ₃ +q ₄ = 20.66	199.5	200	184.6	0.77	0.208
		q ₅ +q ₆ = 17.01				0.64	2.716
C	321.66	q ₅ +q ₆ = 17.01	199.5	200	184.6	0.64	0.432

Les tronçons A, B et C sont représentés sur (**Annexe 5**)

VIII.5.4 Dimensionnement de la bache de distribution

Lors du dimensionnement de la conduite principale on a choisis un système de vannage consistant à irriguer la parcelle en trois tranches citées ci-dessous :

Tranche01 : elle regroupe les deux conduites secondaires 1 et 2 irrigant l'olivier

Tranche02 : regroupe les conduites secondaires 3 et 4 irrigant l'olivier

Tranche03 : regroupe les conduites secondaires irriguant les agrumes

L'irrigation se fera par tranche, c'est-à-dire qu'une fois une tranche est irriguée, on passera à une autre.

Le volume du réservoir correspondra au volume d'eau correspondant à la tranche la plus exigeante.

L'irrigation se fera après remplissage du réservoir, donc à chaque fois une tranche est irriguée, on pompe l'eau sortant de la step pour remplir le réservoir, puis on irrigue la tranche suivante.

On sait que :

–

D'où $V = Q \times T$(VIII.27)

Avec :

V : volume de la bêche.

Q : Débit de pompage.

T : Temps de pompage.

On calcule alors les volumes correspondants à chaque tranche, les résultats sont dressés au tableau suivant :

Tableau VIII.6: Calcul des volumes d'eau nécessaires pour irriguer chaque tranche

	Culture irriguée	Q irrigation (l/s)	T_{irrigation}	Volume
Tranche 01	Olivier	13.8	2h29min	123.21m ³
Tranche 02	Olivier	20.66	2h29min	184.45m ³
Tranche 03	Agrumes	17.01	2h30min	153.09m ³

Pour le volume du réservoir on choisira un volume de 300 m³.

Il aura les dimensions suivantes :

La longueur : 10m

La largeur : 10m

La hauteur : 3m

Le choix de ce volume a été fait du fait qu'il satisfait la demande de la tranche la plus exigeante (tranche 02), mais parce qu'il permet aussi une fois rempli la deuxième fois d'irriguer les deux tranches restantes sans arrêter la distribution pour remplissage.

VIII.5.5 Pression nécessaire à fournir en tête du réseau et choix de la pompe de distribution

a. Calcul de la pression en tête du réseau

Vu que le terrain est pratiquement plat, que les pertes de charges au conduites et aux rampes sont importantes et vu que la pression minimale à fournir a un goutteur pour qu'il fonctionne normalement est pratiquement élevée ($P_g = 1 \text{ bar} = 10 \text{ mce}$)

La pression que doit assurer la pompe à la tête du réseau peut être donnée par la relation suivante :

$$P_{tr} = P_g + \Delta H + h_f + \sum h_p \dots \dots \dots \text{(VIII.28)}$$

P_{tr} : pression à la tête du réseau, qui est aussi la pression de service pour le goutteur le plus défavorable.

h_f : Perte de charge au niveau du filtre, elle varie de 0.3bars à 0.5 bars.

Dans notre cas on prend $h_f = 0.3 \text{ bar} = 3 \text{ mce}$

P_g : pression nominale du goutteur ($P_g = 10 \text{ m.c.e}$)

ΔH : différence du niveau entre la tête du réseau et les points extrêmes de la parcelle.

$$\Delta H = C_{tp} - C_r \dots \dots \dots \text{(VIII.29)}$$

C_{tp} : cote terrain naturel du point ou du goutteur d'extrémité.

C_r : cote du réservoir (cote du radier $C_r = 793 \text{m}$).

$\sum h_p$: perte de charge totale entre la tête du réseau et les points les plus défavorables.

D'où :

$$\sum h_p = J_r + J_{pr} + 1.15 \times (J_{cp} + J_{cs}) \dots \dots \dots \text{(VIII.30)}$$

J_r : Perte de charge d'une rampe.

J_{pr} : Perte de charge d'une porte rampe.

J_{cp} : Perte de charge linéaire de la conduite principale.

J_{cs} : Perte de charge linéaire de la conduite secondaire

Tableau VIII.7: Calcul de la pression à fournir à la tête du réseau

point	C_{tp} (m)	ΔH (m)	J_r (mce)	J_{pr} (mce)	J_{cp} (mce)	J_{cs} (mce)	$\sum h_p$ (mce)	P_{tr} (mce)
01	783	-10	1.145	0.47	0.061	2.75	7.71	10.71
02	781	-12	1.145	0.47	1.403	2.24	6.98	7.98
03	776	-17	1.145	0.47	1.992	1.995	6.84	2.84
04	771	-22	1.145	0.47	0.208	1.75	6.56	-2.44
05	775	-18	1.007	0.42	2.716	1.86	6.68	1.68
06	762	-31	1.007	0.42	0.432	1.57	9.35	-8.65

Remarque : La pression dans les points 2, 3, 4, 5,6, est <10 mce donc on diminue les diamètres des conduites pour augmenter la vitesse se qui résulte l'augmentation de la pression

Tableau VIII.8 : diminution des diamètres des conduites secondaires

conduite	L (m)	Q (l/h)	D _a (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	λ	ΔH _l (m)
T1	55	35208	75	63.8	2.21	0.0128	2.75
T2	120	14472	50	38.8	2.05	0.0120	4.24
T3	60	48060	75	63.8	3.02	0.0130	7.02
T4	177	26316	75	63.8	2.5	0.0125	7.75
T5	130	31392	75	63.8	2.78	0.0124	6.02
T6	347	29844	63	48.8	2.68	0.0128	12.57

Tableau VIII.9: diminution des diamètres de la conduite principale

Tronçon	L(m)	Q (l/s)	D _a (mm)	D _{int} (mm)	V _{cal} (m/s)	ΔH _l (m)
A	75.47	q ₁ +q ₂ = 13.8	125	102.2	1.125	2.061
		q ₃ +q ₄ = 20.66			1.68	2.403
		q ₅ +q ₆ = 17.01			2.38	4.60
B	102.87	q ₃ +q ₄ = 20.66	125	102.2	1.68	7.208
		q ₅ +q ₆ = 17.01			1.38	5.80
C	321.66	q ₅ +q ₆ = 17.01	125	102.2	2.38	10.50

Tableau VIII.10: Calcul de la nouvelle pression à fournir à la tête du réseau

point	C _{tp} (m)	ΔH (m)	J _r (mce)	J _{pr} (mce)	J _{cp} (mce)	J _{cs} (mce)	Σh _p (mce)	P _{tr} (mce)
01	783	-10	1.145	0.47	2.061	2.75	7.71	10.71
02	781	-12	1.145	0.47	2.403	4.24	9.25	10.25
03	776	-17	1.145	0.47	4.60	7.02	14.15	10.15
04	771	-22	1.145	0.47	7.208	7.75	19.05	10.05
05	775	-18	1.007	0.42	5.80	6.02	15.02	10.02
06	762	-31	1.007	0.42	10.50	12.57	28	10.01

Donc le point le plus défavorable est le point 06 avec et la pression nécessaire de P=10.01mce.

b. Caractéristiques et choix de la pompe :

La hauteur manométrique totale de la pompe est la même que la pression en tête de réseau d'où :

$$H_{mt}=P_{tr}=10.01\text{ mce.}$$

La pompe qu'on utilisera doit pouvoir transporter le débit d'irrigation de la tranche la plus exigeante, et avoir une charge supérieure ou égale à la pression de service à fournir au niveau du goutteur le plus défavorable.

Dans notre cas la pompe doit satisfaire les exigences suivantes :

$$H_{mt}= 10.01\text{ mce}$$

$$Q_{\max}= 20.66\text{ l/s}$$

En utilisant le logiciel Caprari on obtient la pompe pouvant satisfaire le débit et charge précédant et voici résultat :

La pompe utilisée est une pompe centrifuge a axe horizontal **P7C/4/20/1D** dont les caractéristiques sont indiquées par (**Annexe 05**)

VIII.6 Dimensionnement de la conduite d'amenée

Elle transite l'eau refoulée De la step vers le réservoir, pour la dimensionner on calcul le diamètre économique.

VIII.6.1 Généralités sur le calcul du diamètre économique

Pour élever un débit Q à une hauteur géométrique H donnée on peut, à priori, donner à la canalisation un diamètre quelconque car, en faisant varier la puissance du groupe élévatoire, on peut toujours obtenir le débit Q imposé dans un tuyau de diamètre donné.

Si on adopte donc un grand diamètre, le prix (P_c) de la canalisation sera élevé, par contre la perte de charge (J) sera faible, on économise donc sur le prix du groupe (P_g) et le prix (P_e) de l'énergie nécessaire au pompage. Mais si au contraire on adopte un petit diamètre, P_c est plus faible mais P_g et P_e seront plus élevés.

Il y a donc intérêt à choisir le diamètre qui permettra d'obtenir le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation en fonction du diamètre D .

Donc on peut dire que le choix du diamètre économique résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement [14].

Actuellement, le diamètre économique est déterminé par une des relations suivantes [13].

➤ **Bresse**

$$\text{Déco} = 1.5 (Q^{1/2}) \dots\dots\dots(\text{VIII.31})$$

(Conduites de longueur inférieure à 1 km)

➤ **Bonnin**

$$\text{Déco} = (Q^{1/2}) \dots\dots\dots(\text{VIII.32})$$

➤ **Vuibert**

$$\text{Deco} = 1.35(e/f)^{0.154} \times Q^{0.46} \dots\dots\dots(\text{VIII.33})$$

(Pompage 10/24)

$$\text{Deco} = 1.547(e/f)^{0.154} \times Q^{0.46} \dots\dots\dots (\text{VIII.34})$$

(Pompage continu)

Avec :

e : Prix du Kwh d'électricité.

f : Prix du kg de fonte.

➤ **Munier**

$$\text{Deco} = (1 + 0.02n) \times Q \dots\dots\dots(\text{VIII.35})$$

n : Nombre d'heures de pompage

Les formules de Bresse, Bonnin et Munier donnent un calcul direct et rapide du diamètre d'une canalisation dans une installation de petite ou moyenne importance.

VIII.6.2 Pertes de charges hydrauliques dans les conduites [13].

a. Perte de charge linéaire

Les pertes de charge linéaires (Δh) dans une conduite de longueur (L) est donnée par la formule de Darcy Weisbach déjà présentée dans le calcul des conduites secondaires et la conduite principale.

b. Perte de charge singulière

Les pertes de charges singulières ou locales sont liées aux accessoires. Elles sont provoquées par des empêchements le long de parcours, plus ou moins brusques. Et elles sont données par la relation suivante :

$$J_s = \alpha \cdot \dots \dots \dots (VIII.36)$$

α : coefficient de perte de charge singulière.

Pour le dimensionnement des adductions hydrauliquement longues les singularités sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires. Pour le notre cas on prendra :

$$\Delta H_s = 0,15 \times \Delta H_l \dots \dots \dots (VIII.37)$$

VIII.6.3 Calcul du diamètre économique

a. Hauteur Manométrique Totale

La HMT d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mce) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (J_{asp} , J_{ref}).

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \dots \dots \dots (VIII.38)$$

b. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot HMT}{\eta} \dots \dots \dots (VIII.39)$$

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=79\%$)

Q: débit refoulé par la pompe en (m^3/s)

g: accélération de la pesanteur ($9.81 m/s^2$)

c. Energie consommée par la pompe

Elle est définie comme étant la puissance consommée par la pompe, multipliée par le temps de fonctionnement.

$$E = P \times t \times N_j \quad [Kwh] \dots \dots \dots (VIII.40)$$

t: c'est le temps de pompage par jour P: puissance de la pompe en (kW).

N_j : Nombre éventuel de jours d'irrigation dans l'année.

d. Frais d'exploitation

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

$$F_{exp} = E \times e \quad [DA] \dots \dots \dots (VIII.41)$$

Avec :

E: énergie consommée par la pompe en (Kwh).

e: prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ.

Tableau VIII.11 : Variation journalière des tarifs de l'énergie électrique

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,34
Heures de pointes	17h-21h	4	6,06
Heures creuses	21h-06h	9	0,74

Source : SONELGAZ

$$\text{Donc : } e = \frac{1,34 \times 11 + 6,06 \times 4 + 0,74 \times 9}{24} \Rightarrow e = 1,90 \text{ DA}$$

e. Frais d'amortissement

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

$$F_{amo} = P_c \times A \quad [DA] \dots \dots \dots (VIII.42)$$

Avec :

P_c: prix de la conduite en (DA).

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots \dots \dots (VIII.43)$$

i: Taux d'annuité annuel, (i = 8 % en Algérie).

n: nombre d'années d'amortissement, n = 15 ans.

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{15} - 1} + 0,08 = 0,1168 = 11,683\%$$

f. Coût total

Le coût total de l'installation sera alors déduit en faisant la somme des différents frais suscités donc :

$$F_{tot} = F_{exp} + F_{inv} \dots \dots \dots (VIII.44)$$

$$F_{tot} = F_{exp} + P_c + F_{amo} \dots \dots \dots (VIII.45)$$

Les résultats de calcul du diamètre économique sont mentionnés aux tableaux suivants :

Tableau VIII.12: Calcul des pertes de charges de la HMT de la pompe et sa puissance

D_n (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH (m)	HMT(m)	P (Kwh)
125	102,2	3.26	0,01168	800	49.52	84.52	419.8183291
160	130,8	1.99	0.01116	800	13.77	40.77	242.2449114
200	163,6	1.27	0.01218	800	4.90	39.9	198.1868354
250	204,6	0.82	0.01168	800	1.56	36.56	181.5967595
315	257,8	1	0.01194	800	1.88	36.88	183.1862278
400	327,4	0,72	0.01072	800	0.69	35.69	177.2753924

Tableau VIII.13 : Calcul des frais de l'exploitation et des frais d'installation

D_n (mm)	Frais de l'exploitation			Frais de l'investissement			
	P (kwh)	$E = p \cdot t \cdot N_j$	$F_{exp} = e \cdot E$ (DA)	Prix ml (DA)	L (m)	prix tot (DA)	Finv (DA)
125	419.8183291	76616.84506	145572.0056	1198,69	800	958952	112034.3622
160	242.2449114	44209.69633	83998.42303	195,12	800	156096	18236.69568
200	198.1868354	36169.09746	687221.28517	307,54	800	246032	282743.91856
250	181.5967595	33141.40861	629719.8244	4759,95	800	3807960	444883.9668
315	183.1862278	33431.48657	63519.82448	713,09	800	570472	66648.24376
400	177.2753924	32352.75911	61470.24231	1135,09	800	908072	106090.0518

Tableau VIII.14 : Calcul du bilan ou du coût total de l'installation

D_n (mm)	Finv (DA)	F expl (DA)	BILAN (DA)
125	112034.3622	145572.0056	257606.3678
160	18236.69568	83998.42303	102235.1187
200	28243.91856	687221.28517	715465.2037
250	444883.9668	629719.8244	1074603.791
315	66648.24376	63519.82448	130168.0682
400	106090.0518	61470.24231	167560.2941

Et voici la courbe représentative du calcul du diamètre économique

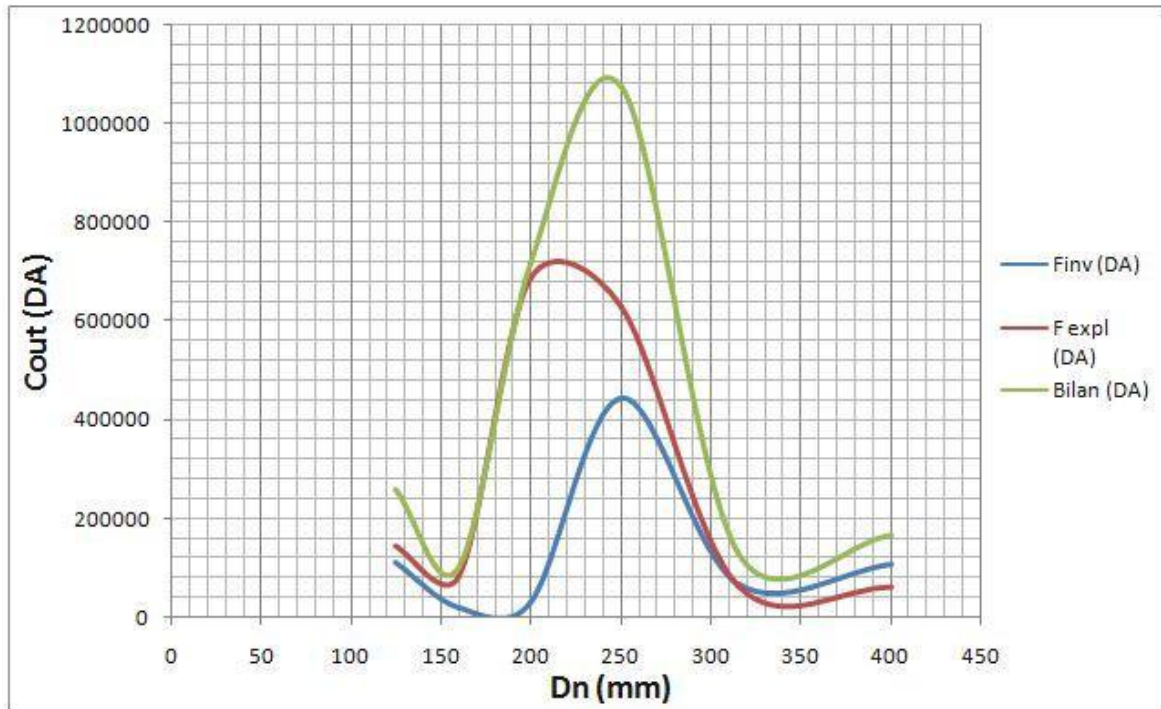


Figure VIII.1 : Courbe du bilan du calcul de diamètre économique

D'après le calcul précédant et tenant compte du critère technico-économique on déduit que le diamètre le plus économique est $\text{Ø}160$ mm de diamètre intérieur $D_{int} = 130.8$ mm.

Donc le diamètre de la conduite refoulant du forage au réservoir est $D_n = 160$ mm.

Conclusion

Lors de ce chapitre on a essayé de dimensionner un réseau capable d'alimenter l'intégralité de notre parcelle et pour se faire on a du suivre les étapes suivantes :

- Calculer des doses des fréquences et durées d'irrigation pour chaque culture.
- Estimer le débit d'irrigation en faisant une approche sur le nombre de goutteurs dont on a besoin pour irriguer convenablement chaque arbre.
- En déduire le volume d'eau nécessaire pour l'irrigation et choisir un volume pour le réservoir.
- Calculer les diamètres des différentes conduites, par les formules, ou de méthodes adéquates.
- choisir une irrigation par pompage et désigner une pompe pouvant assurer une pression de fonctionnement nécessaire pour le goutteur le plus défavorable.

CHAPITRE XI

Organisation de chantier et
estimation du cout de projet

CHAPITRE IX : ORGANISATION DE CHANTIER ET ESTIMATION DU COUT DU PROJET

Introduction

Tout projet ne peut être réalisé sans avoir une idée globale sur l'enveloppe financière qui lui sera allouée. Car l'aspect technique ne suffit pas à lui seul, surtout si la rentabilité n'est pas à la hauteur du coût de ce projet.

Dans ce chapitre on essayera d'évaluer le coût total du réseau dimensionné auparavant, et pour se faire on divisera les frais en trois catégories qui sont :

Frais des travaux de terrassements.

Frais des tuyauteries et des accessoires nécessaires au réseau.

Frais de construction du réservoir.

IX.1 Frais des travaux de terrassements

IX.1.1 Calcul des volumes de déblais et remblais

La pose des conduites enterrées du réseau doit être réalisée dans des tranchées, conçues comme suit :

- La largeur de la tranchée est de :

$$l = D + 2 \times 0.3 \quad (\text{m})$$

- La hauteur est de :

$$H = D + h_{\text{sable}} + 0.8 \quad (\text{m})$$

Avec : h_{sable} qui est la hauteur du lit de sable comprise entre 0.1 et 0.2 mètres

Sois L la longueur de la tranchée en mètres.

Volume de déblais

Le volume des déblais sera alors égale à :

$$V_{\text{deb}} = L \times H \times l \quad (\text{m}^3)$$

Volume de remblais

Le volume du remblai est égale à celui des déblais duquel on soustrait le volume de la conduite enterrée on aura donc :

$$V_{\text{remb}} = V_{\text{deb}} - V_{\text{cond}}$$

$$\text{Avec : } V_{\text{cond}} = \left(\pi \frac{D^2}{4}\right) \cdot L$$

$$\text{Donc : } V_{\text{remb}} = V_{\text{deb}} - \left(\pi \frac{D^2}{4}\right) \cdot L$$

Volume de sable

Le Volume du sable nécessaire pour le lit de sable est égale à :

$$V_{\text{sable}} = h_{\text{sable}} \times L \times l$$

La figure si après illustre la disposition de la conduite au niveau de la tranchée :

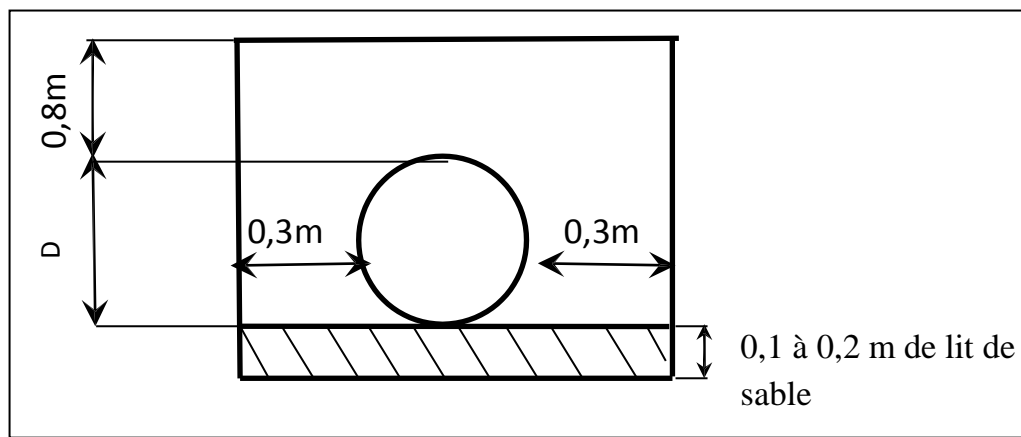


Figure IX.1 : Disposition de la conduite dans une tranchée

Les résultats de calculs des différents volumes sont représentés au tableau si après :

Tableau IX.1 : Calcul des volumes des déblais et remblais

Type de conduite	Tubes enterrés	Longueur (m)	largeur (m)	hauteur (m)	V déblai (m ³)	V sable (m ³)	V conduites (m ³)	V remblai (m ³)
secondaire	PEHDØ75	55	0,65	0,95	33.962	3.575	0.24	33.722
secondaire	PEHDØ50	120	0,663	0,963	76.6162	7.956	0.52	7.436
secondaire	PEHDØ75	60	0,675	0,975	39.4875	4.05	0.38	39.1075
secondaire	PEHDØ75	177	0,69	0,99	120.908	12.213	1.12	119.788
secondaire	PEHDØ75	130	0,71	1,01	93.223	9.23	0.82	92.403
secondaire	PEHDØ63	347	0,725	1,025	257.863	25.157	3.29	254.573
principale	PEHDØ125	500	0,8	1,06	424	40	15.7	408.3
d'amenée	PEHDØ160	800	0,915	1,215	889.38	73.2	16.07	873.31
Sommes des différents volumes (m3)					1935.4397	175.381	38.14	1897.2997

IX.1.2 Cout total des terrassements

- **Déblais**

Le prix du mètre cube de déblai de terre meuble est de 250DA.

Le déblai correspondant à la pose des conduites est de 1935.4397m^3

Le déblai correspondant au coulage du radier du réservoir :

L'épaisseur du radier est de 40 cm

La longueur est de 12 m

La largeur est de 10m

Donc : $V = 10 \times 12 \times 0.4 = 48\text{m}^3$

D'où :

$$F_{\text{deb}} = (1935.4397 + 48) \times 250$$

$$F_{\text{deb}} = 495860 \text{ DA}$$

- **Remblais**

Le prix du mètre cube de remblai est de 100DA d'où :

$$F_{\text{remb}} = 1897.2997 \times 100$$

$$F_{\text{remb}} = 189729.97 \text{ DA}$$

- **Sable**

Le prix du mètre cube de sable est de 800 DA d'où :

$$F_{\text{sable}} = 175.381 \times 800$$

$$F_{\text{sable}} = 140304.8 \text{ DA}$$

- **Grillage d'avertissement**

Il est placé à une dizaine de centimètres en haut de la conduite posée, son rôle est d'avertir qu'on est proche de la conduite en cas ou on creuse pour la déterrer ou pour réparer une fuite probable, elle se vend généralement sous forme de rouleaux, à un prix variant entre 25 et 45DA le mètre linéaire.

La longueur totale des tranchées est de 5786 mètres

$$F_{\text{GA}} = 5786 \times 25$$

$$F_{GA}=144650 \text{ DA}$$

D'où les frais des terrassements sont estimés à

$$F_{\text{ter}}=F_{\text{deb}}+F_{\text{remb}}+F_{\text{sab}}+F_{GA}$$

$$F_{\text{ter}}=495860+189729.97 +140304.8 +144650$$

$$F_{\text{ter}}=970544.77 \text{ DA}$$

IX.2 Frais de construction du réservoir

Le réservoir est fait complètement de béton armé, ses dimensions sont comme suit :

La longueur est : $L = 12\text{m}$

La largeur est de : $l=10\text{m}$

La Hauteur du plan d'eau au remplissage est de 4m

L'épaisseur des parois du réservoir est de : $e= 30\text{cm}$

L'épaisseur du radier est de : $E=40\text{cm}$

Le volume du béton armé réservoir est de :

$$V_{\text{bét}} = [L \times l - ((L-e) \times (l-e))] + [L \times l \times E]$$

$$V_{\text{bét}}= 54.51\text{m}^3$$

Le prix du mètre cube en béton armé est de 20000DA donc :

$$F_{\text{res}}= 54.51 \times 20000$$

Le coût du réservoir est de $F_{\text{res}}=1090200 \text{ DA}$

IX.3 Frais des tuyauteries et des accessoires nécessaires au réseau

- **Tête du réseau**

Elle comporte les organes de pompage, de mesure de fertilisation et de filtration, leur estimation est indiquée au tableau suivant :

Tableau IX.2 : Frais des organes de l'ouvrage de tête

Ouvrage de tête				
Accessoires	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix totale (DA)
Vanne Ø200	un	2	7954	15908
Pompe de distribution	un	1	123680	123680
Clapet anti retour Ø200	un	1	6758	6758
Convergent Ø200-125	un	1	2030	2030
divergent Ø110-200	un	1	1950	1950
Débitmètre	un	1	3850	3850
Fertiliseur	un	1	8500	8500
Filtre	un	1	25926	25926
				Σ=188602

- **Les postes**

Tableau IX.3 : Frais des organes de constituant tous les postes d'irrigation

Les postes				
Accessoires	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix totale (DA)
Tube PEBD Ø16	ml	288375	15,02	4331392,5
Tube PEBD Ø75	ml	6620	302,44	2002152,8
goutteur 2l/h	un	151230	15	2268450
bouchon Ø16	un	2040	46	93840
bouchon Ø75	un	49	215	10535
Bornes à 2 sorties	un	22	18940	416680
Bornes à 1 seule sortie	un	4	14390	57560
				Σ=9180610.3

- **La conduite d'amenée**

Tableau IX.4 : Frais des organes de la conduite d'amenée

Conduite d'amenée				
Accessoires	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix totale (DA)
tube PEHD Ø160	ml	1204	7013,09	8443760,36
Compteur d'eau	un	1	2600	2600
Vanne Ø160	un	1	10045	10045
Clapet anti retour Ø160	un	2	8748	17496
Ventouse	un	1	5460	5460
robinet de vidange	un	1	4890	4890
				Σ=8484252

- **La conduite principale**

Tableau IX.5 : Frais des organes de la conduite principale

Conduite Principale				
Accessoires	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix totale (DA)
Tube PEHD Ø125	ml	966,1	3075,54	2971279,194
Té Ø200-125	un	2	1978	3956
Té Ø200-90	un	2	1786	3572
Té Ø200-160	un	1	2130	2130
Coude Ø200-160	un	1	1046	1046
Vanne Ø200	un	3	7954	23862
Ventouse	un	1	5460	5460
Colle en PVC	un	4	858	3432
Coude Ø200-160	un	1	1046	1046
Vanne Ø200	un	3	5253	15759
Colle en PVC	un	4	858	3432
				Σ=3034947 ,20

- **Les conduites secondaires**

Tableau IX.6 : Frais des organes de la conduite principale

Conduites secondaires				
Accessoires	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix totale (DA)
Tube PEBD Ø50	ml	300	216,42	64926
Tube PEHD Ø40	ml	200	438,18	87636
Tube PEHDØ63	ml	400	514,71	205884
Tube PEHDØ75	ml	800	587,43	469944
Tube PEHDØ90	ml	725	629,02	456039,5
Tube PEHDØ110	ml	550	925,86	509223
Tube PEHDØ125	ml	660	490,29	323591,4
Tube PEHDØ160	ml	290	1959,12	568144,8
Convergent Ø160-125	un	2	1050	2100
Convergent Ø125-110	un	3	947	2841
Convergent Ø125-90	un	1	903	903
Convergent Ø110-90	un	2	858	1716
Convergent Ø110-75	un	1	977	977
Convergent Ø90-75	un	3	840	2520
Convergent Ø63-40	un	1	575	575
Té Ø90-63	un	1	829	829
				Σ=2697849.7

Le cout totale des tuyauteries est de :

$$F_{ty} = 188602 + 9180610,3 + 8484252 + 3034947,20 + 2697849,7$$

Fty=23586261.2 DA

IX.4 Coût finale du projet

Le coût final de ce projet est la somme des frais calculé précédemment donc :

$$C_{fp}=1805306+1090200+23586261.2$$

Le coût total de ce projet s'élève à : **26481767,2 DA**

Sois un prix de : **176545 DA/ha =1471.21 DA/ha/kg**

Conclusion

Lors de ce chapitre on a estimé le coût total du projet et qui s'élève aux alentours de deux milliard six cent cinquante millions de centimes algérien.

Cette somme l'est relativement élevée, pour cause des prix élevés des différents accessoires d'un réseau d'irrigation sous pression, mais aussi pour la grandeur de la parcelle, et le nombre conséquent d'accessoires.

Il est à noter que cette somme représente seulement les prix des matériaux et accessoires sans prendre en considération les frais de la réalisation qui diffèrent d'un entreprise a une autre, et qui seront aussi de valeur conséquente.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Au terme de cette modeste étude, il est nécessaire de soulever les conclusions suivantes :

Ce travail nous a permis de prendre connaissance des étapes à suivre pour dimensionner un réseau d'irrigation localisée, tout en se servant des méthodes et des formules que nous avons appris au cours de notre cursus universitaire.

En effet, ce réseau est alimenté à partir de la STEP de Oud Zenati avec un débit de pointe de 42000m³/j à l'aide d'un réservoir de volume de 300m³ sur une longueur de 800m.

La technique choisie est l'irrigation par goutte à goutte en mettant en place deux gouteurs par arbre de 2 l/h afin d'irriguer deux parcelles : l'une est plantée d'agrumes ayant une surface totale de 100 ha et l'autre par de l'olivier avec une surface de 50 ha.

Le fait d'opter pour réutiliser les eaux usées épurées de la STEP de Oued Zenati constitue on seulement un gain en termes d'économie de ressources en eau en termes de quantités mais aussi en termes de qualité puisque celles-ci contribueront à l'amélioration du rendement cultural et agricole de par sa richesse en éléments nutritifs.

Le cout de l'installation du réseau et de ses différents ouvrages annexes est de : 26481767,2 DA. Celui-ci peut être jugé excessif, mais cela est spécialement du aux prix élevé des matériels et matériaux constituant le réseau, ainsi qu'à la superficie importante de la parcelle et au nombre important d'arbres plantés. Mais ce projet est économiquement très rentable malgré ces frais d'investissement, l'aspect économique de cette étude, résulte dans le fait que :

-La technique d'irrigation utilisée est d'une efficacité élevée, donc les pertes sont minimisées, elle contribue aussi à améliorer le rendement de la parcelle.

-Le type des cultures choisies est très demandé sur le marché algérien et le prix de la récolte est très concurrentiel.

-La création de postes de travail d'abord, au cours la réalisation du projet, puis dans le suivi et la maintenance du réseau, et enfin à chaque campagne de récolte.

Enfin, il vient de signaler que le volet entretien du réseau est très important dans ce genres de projets, d'autant plus qu'il s'agit de l'irrigation à partir des eaux usées épurées qui nécessite un certain nombre de précautions. Chose qui est très souvent négligée en Algéri

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

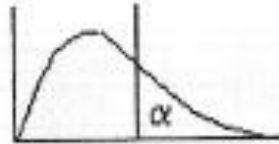
- (4) : **PHOCAIDES.A**; Manuel des Techniques d'Irrigation Sous Pression 2nd Edition, FAO, Rome-Italie, (2008), 308P.
- (5) : **MESSAHEL.M** ; L'irrigation au goutte à goutte, Office Centrale des Publications Universitaires, Ben Aknoun-Alger, (1988), 339P.
- (6) : **TIERCELIN.J-R**; Traité d'Irrigation 1^{ère} Edition, Lavoisier Tec & Doc, (1998), 1011P.
- (7) : **ZELLA.L**; MICRO-IRRIGATION Théorie et Application, Office des Publications Universitaires, Ben Aknoun-Alger, (2010), 300P.
- (8) : **TOUIBIA.B**; Manuel pratique d'Hydrologie, Presses MADANI Frères, Guerouaou-Blida, (2004), 166P.
- (9) : **Encyclopédie Universalis 2011.**
- (10) : **REUIL.L et RUELLE.P**; Guide Pratique IRRIGATION 3^{ème} Edition, Cemagref Editions, Paris, (2003), 344P.
- (11) : **YAHIAOUL. S**; Evaluation de la qualité des eaux souterraines de la Mitidja et leur aptitude à l'irrigation, Mémoire de Magistère, ENSH-Blida (2011), 273P.
- (12) : **SALAH. B**; Support de cours d'Alimentation en Eau Potable, ENSH-Blida, (1994).
- (13) : **BEDJAOUA** ; Nouvelle Approche Pour le Calcul du Diamètre Economique dans les Conduites de Refoulement, Laboratoire de Recherche en Hydraulique Souterraine et de Surface, Université de Mohammed KHIDER, Biskra, (2005), PP 141-145.

ANNEXES

Annexe 01

Table de Pearson Khi-Deux

Table du Khi-Deux



$\downarrow v, \alpha \rightarrow$	0,995	0,99	0,975	0,95	0,75	0,5	0,25	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005
1	4E-05	2E-04	1E-03	0,004	0,102	0,455	1,323	2,706	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,01	0,02	0,051	0,103	0,575	1,386	2,773	4,605	5,991	7,378	9,21	10,6
3	0,072	0,115	0,216	0,352	1,213	2,366	4,108	6,251	7,815	9,348	11,34	12,84
4	0,207	0,297	0,484	0,711	1,923	3,357	5,385	7,779	9,488	11,14	13,28	14,86
5	0,412	0,554	0,831	1,145	2,675	4,351	6,626	9,236	11,07	12,83	15,09	16,75
6	0,676	0,872	1,237	1,635	3,455	5,348	7,841	10,64	12,59	14,45	16,81	18,55
7	0,989	1,239	1,69	2,167	4,255	6,346	9,037	12,02	14,07	16,01	18,48	20,28
8	1,344	1,647	2,18	2,733	5,071	7,344	10,22	13,36	15,51	17,53	20,09	21,95
9	1,735	2,088	2,7	3,325	5,899	8,343	11,39	14,68	16,92	19,02	21,67	23,59
10	2,156	2,558	3,247	3,94	6,737	9,342	12,55	15,99	18,31	20,48	23,21	25,19
11	2,603	3,053	3,816	4,575	7,584	10,34	13,7	17,28	19,68	21,92	24,73	26,76
12	3,074	3,571	4,404	5,226	8,438	11,34	14,85	18,55	21,03	23,34	26,22	28,3
13	3,565	4,107	5,009	5,892	9,299	12,34	15,98	19,81	22,36	24,74	27,69	29,82
14	4,075	4,66	5,629	6,571	10,17	13,34	17,12	21,06	23,68	26,12	29,14	31,32
15	4,601	5,229	6,262	7,261	11,04	14,34	18,25	22,31	25	27,49	30,58	32,8
16	5,142	5,812	6,908	7,962	11,91	15,34	19,37	23,54	26,3	28,85	32	34,27
17	5,697	6,408	7,564	8,672	12,79	16,34	20,49	24,77	27,59	30,19	33,41	35,72
18	6,265	7,015	8,231	9,39	13,68	17,34	21,6	25,99	28,87	31,53	34,81	37,16
19	6,844	7,633	8,907	10,12	14,56	18,34	22,72	27,2	30,14	32,85	36,19	38,58
20	7,434	8,26	9,591	10,85	15,45	19,34	23,83	28,41	31,41	34,17	37,57	40
30	13,79	14,95	16,79	18,49	24,48	29,34	34,8	40,26	43,77	46,98	50,89	53,67
40	20,71	22,16	24,43	26,51	33,66	39,34	45,62	51,81	55,76	59,34	63,69	66,77
50	27,99	29,71	32,36	34,76	42,94	49,33	56,33	63,17	67,5	71,42	76,15	79,49
60	35,53	37,48	40,48	43,19	52,29	59,33	66,98	74,4	79,08	83,3	88,38	91,95
70	43,28	45,44	48,76	51,74	61,7	69,33	77,58	85,53	90,53	95,02	100,4	104,2
80	51,17	53,54	57,15	60,39	71,14	79,33	88,13	96,58	101,9	106,6	112,3	116,3
100	67,33	70,06	74,22	77,93	90,13	99,33	109,1	118,5	124,3	129,6	135,8	140,2

Source : Initiation à l'hydrologie de surface

Annexe 02

Guide d'estimation de 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 ₁ en m	Débit des distributeurs														
	Moins de 1,5 l/s			2 l/s			4 l/s			8 l/s			Plus de 12 l/s		
	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
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

Annexe 03

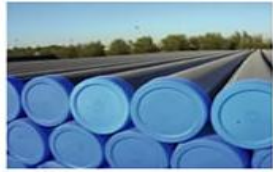
Diamètres nominaux, extérieurs et
intérieur des conduites en PVC,
PEHD et PEBD

Φ est le diamètre.

PEHD pour eau potable :

Epaisseur nominale en mm :

PE 80			
Ø	PN 6 SDR 21	PN 10 SDR 13.6	PN 16 SDR 9
20	2.0	2.0	2.3
25	2.0	2.0	3.0
32	2.0	2.4	3.6
40	2.0	3.0	4.5
50	2.4	3.7	5.6
63	3.0	4.7	7.1
75	3.6	5.6	8.4



PE 100				
Ø	PN 6 SDR 26	PN 10 SDR 17	PN 16 SDR 11	PN 20 SDR 9
90	3.5	5.4	8.2	10.1
110	4.2	6.6	10.0	12.3
125	4.8	7.4	11.4	14.0
160	6.2	9.5	14.6	17.9
200	7.7	11.9	18.2	22.4
250	9.6	14.8	22.7	27.9
315	12.1	18.7	28.6	35.2
400	15.3	23.7	36.3	44.7
500	19.1	29.7	45.4	55.8
630	24.1	37.4	57.2	—

PEBD pour irrigation :

Ø	PN 2.5	PN 4	PN 6	PN 10
16	1.2	1.4	1.8	2.7
20	1.3	1.5	2.3	3.4
25	1.4	1.9	2.8	4.2
32	1.6	2.4	3.6	5.4
40	---	3.0	4.5	6.7
50	---	3.7	5.6	8.3
63	---	4.7	7.1	10.5
75	---	5.6	8.4	12.5
90	---	6.7	10.1	15.0
110	---	8.1	12.3	18.3

PVC pour eau potable :

Epaisseur nominale en mm :

Ø	PN 6 SDR 33	PN 10 SDR 21	PN 16 SDR 13.7
32	—	1.6	2.4
40	1.5	1.9	3.0
50	1.6	2.4	3.7
63	2.0	3.0	4.7
75	2.3	3.6	5.6
90	2.8	4.3	6.7
110	3.2	5.3	8.1
125	3.7	6.0	9.2

Ø	PN 6 SDR 41	PN 10 SDR 26	PN 16 SDR 17
160	4.0	6.2	9.5
200	4.9	7.7	11.9



Source : Chialli

Annexe 04

Diamètres nominaux extérieurs et intérieurs de conduites en PEHD.

matériau	PN	Type de matériau	DN	Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)
PEHD	PN16	PE80 - SDR9	20	20	2.3	15.4
			25	25	3	19
			32	32	3.6	24.8
			40	40	4.5	31
			50	50	5.6	38.8
			63	63	7.1	48.8
			75	75	8.4	58.2
		PE100 - SDR11	90	90	8.2	73.6
			110	110	10	90
			125	125	11.4	102.2
			140	140	12.7	114.6
			160	160	14.6	130.8
			180	180	16.4	147.2
			200	200	18.2	163.6
			225	225	20.5	184
			250	250	22.7	204.6
			315	315	28.6	257.8
			400	400	36.3	327.4
			500	500	45.4	409.2
			630	630	57.2	515.6

Source : Chialli

P7C/4/20/1D

Caractéristiques requises

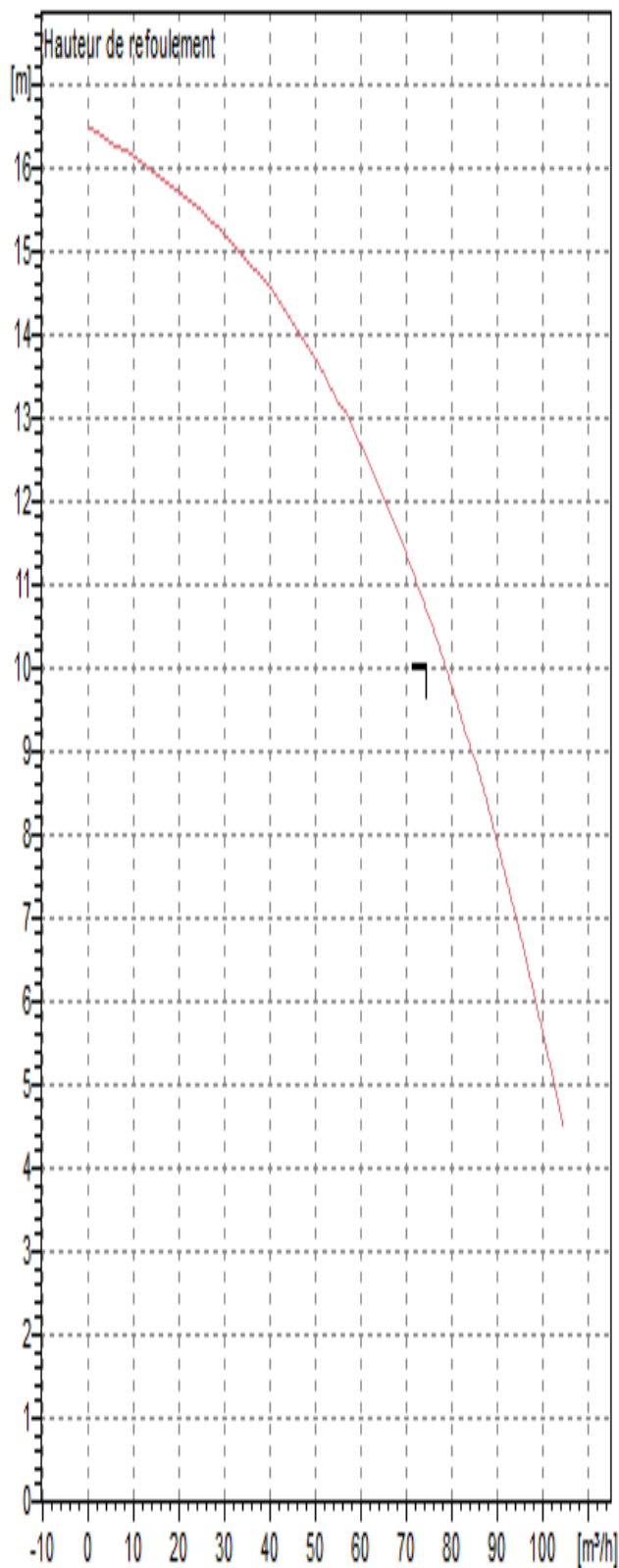
Débit	74,4 m ³ /h
Hauteur de refoulement	10 m
Fluide	Eau, claire
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	76 m ³ /h
Hauteur de refoulement	10,5 m
Puissance absorbée	3,17 kW
Rendement	75%
Hauteur manométrique H(Q=0)	16,5 m
Onf. de refoulement	100 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	4 kW
Courant nominal	-A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55



Annexe 05
Pompe refoulant du réservoir
vers le réseau