



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Département Irrigation et Drainage

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

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

OPTION : IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME :

Etude de système d'irrigation du périmètre de la commune BOUMAHRA AHMED sur 180 ha à partir d'un forage de la wilaya GUELMA

Présenté par :

M^r : MESSABIS islam

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r RASSOUL Abdelaziz	MCA	Président
M ^r YAHIAOUI Samir	MAA	Examinateur
M ^r KERID Rachid	MAA	Examinateur
M ^{me} AZIEZ Ouahiba	MMA	Examinatrice
M ^{me} MEDJDOUB Sonia	MMA	Promotrice

Septembre 2019

Remerciements

*On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et
La volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.*

*Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas
Pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Mdm
MEDJDOUB Sonia, on le remercie pour la qualité de son
Encadrement, pour sa patience, sa rigueur et sa Disponibilité
durant notre préparation de ce mémoire.*

*Notre remerciement s'adresse à Mr **MEBARKI Ali** pour son
aide Pratique et son soutien moral et ses encouragements.*

*Je remercie également le président et les membres du jury qui me
feront L'honneur de juger mon travail.*

*Je tiens à présenter par l'occasion mes respects à tous les
enseignants qui ont contribué à ma formation.*

*Nos profonds remerciements vont également à toutes les
Personnes qui nous ont aidés et soutenue de près ou de loin*

Islam MESSABIS

Dédicace

Je dédie ce travail ...

*A la mémoire de ma très chère grand-mère DAWYA
J'aimerais que tu sois avec nous aujourd'hui, tu es le
seul à croire en moi Je vous promets de ne pas vous
décevoir.*

A MA TRÈS CHÈRE MÈRE

*Tu représentes pour moi le symbole de sacrifice et la bonté par
excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui
n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.*

A MON PÈRE

*Aucune dédicace ne serait exprimer l'amour, l'estime, le respect
que j'ai toujours eu pour toi. Rien au monde ne vaut les efforts
fournis jours et nuit pour mon éducation et mon bien être.*

Mes frères et à Mes sœurs

*Qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de
courage et de générosité.*

A ma Chère Grand-mère et mes chères tentes.

Islam MESSABIS

ملخص:

الهدف من إنجاز هذه المذكرة هو تحديد أبعاد شبكة ري وتوزيع المياه على مستوى المنطقة الزراعية "بومهرة احمد" الواقعة في ولاية قالمة، التي تمتد على مساحة قدرها 180 هكتارا انطلاقا من بئر. يعد تقييم الاحتياجات المائية للمحاصيل أساس تصميم شبكة سقي مناسبة، لهذا أجرينا دراسة تفصيلية للمنطقة من حيث المناخ ونوعية التربة إضافة إلى الموارد المائية. تعتبر الزراعة، بطبيعتها، أهم مستهلك للموارد المائية، وفي هذا المجال يمكن تحقيق أكبر اقتصاد للمياه باستخدام تقنيات وعمليات ري أكثر كفاءة مثل: السقي بالتقطير والرش اللواتي استخدمتا في هذه الدراسة.

Résumé :

Le présent mémoire a pour but, la projection d'un réseau d'irrigation à travers le périmètre de Boumahra Ahmed situé dans la wilaya de Guelma qui s'étend sur une superficie de 180 ha et qui est irrigué, à partir d'un forage. L'estimation des besoins en eau des cultures constitue la base de la conception d'un réseau d'irrigation adéquat, pour cela une étude détaillée de la région (climatologique, pédologique et ressources en eau) a été faite. L'agriculture est, par nature, l'utilisateur le plus important de ressources en eau, et c'est dans ce domaine que les économies les plus importantes peuvent sans doute être obtenues en utilisant des technologies et des procédés d'irrigation plus efficaces tels que le goutte à goutte et l'asperseur qui ont été utilisés dans cette étude.

Abstract:

The aim of this study is to project an irrigation network for the agricultural perimeter of Boumahra Ahmed, city of Guelma, that extends over a surface of 180 ha. From a Well The estimation of water requirements is a basic element for any irrigation system sizing. For this a general and detailed study of the area has been made concerning: climate, soil nature and water resources. Agriculture is the most important consumer of water resources in which the greatest water savings can be achieved by using more efficient irrigation technologies such as: the drip irrigation and spray irrigation, which were used in this study.

Table des matières

Introduction générale.....	1
-----------------------------------	----------

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation de la Wilaya de Guelma	2
I.2.1 Situation géographique	2
I.2.2 Situation démographique	3
I.3 Présentation de la zone d'étude.....	3
I.3.1 Périmètre de Boumahra Ahmed	3
I.3.2 Le réseau hydrographique	4
I.3.3 Caractérisation géologique.....	5
I.3.4 Caractérisation climatique.....	6
I.3.4.1 Etude des paramètres climatiques	6
I.3.4.2 Les précipitations	6
I.3.4.3 Température	9
I.3.5 Humidité de l'air	11
I.3.6 Le vent.....	12
I.3.7 L'insolation	13
I.3.8 Les phénomènes climatiques accidentels	14
I.4. Indices Agro-météorologiques	15
I.5 Classification du climat selon le diagramme d'Emberger :	16
I.6 Conclusion	20

Chapitre II : Ressources en sols-Resource en eau

II.1 Ressources en sol	21
II.1.1. Introduction.....	21
II.1.2. Le type de sol.....	21
II.1.3. La classification des sols.....	22
II.1.3.1. Les sols peu évolués	22
II.1.3.2. Les vertisols	24
II.1.3.3. Les sols calcimagnésiques	26
II.1.3.4 : Perméabilité:	28
II.1.4 L'aptitude culturale	29
II.2 Ressources en eau	31
II.2.1 Alimentation en eau du périmètre de boumahra	31
II.2.2 Qualité des eaux d'irrigation.....	31

II.2.3 Le S.A.R (le pourcentage inchangeable de sodium).....	33
II.2.4 Conductivité électrique de l'eau	34
II.2.5 Classification des eaux d'irrigation	34
II.3. Hydrologie.....	36
II.3.1 Répartition de la pluie moyenne annuelle.....	36
II.3.2 Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique.....	38
II.3.3 Ajustement statistique des pluies	40
II.3.4 Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale	40
II.3.5 Ajustement à la loi log-normale (Galton).....	41
II.3.6 Test de validité d'un ajustement	41
II.3.7 Détermination de l'année de calcul	44
II.4. Conclusion	45

Chapitre III:Besoin en eau des cultures

III.1 Introduction	46
III.2 Besoins en eau des cultures	46
III.2.1 Calcul de l'évapotranspiration.....	46
III.2.2 Calcul de l'évapotranspiration potentielle de référence (ETo)	46
III.2.3 Calcul de l'évapotranspiration maximale ETM	49
III.2.4 Coefficients culturaux (K c).....	49
III.3 Besoins en eau d'irrigation.....	49
III.3.1 Calcul de la pluie efficace [1].....	50
III.3.2 Choix des cultures	51
III.3.3 Répartition des surfaces en fonction de l'assolement proposé :	52
III.3.4.1 Réserve facilement utilisable (RFU):	53
III.4 Calcul des besoins en eau des cultures	53
III.4.1 Calcul du débit spécifique	61
III.4.2. Évaluation du débit caractéristique	61
III.4.3 Estimation des volumes d'eau d'irrigation.....	62
III.5. Conclusion.....	63

Chapitre IV: Etude de système d'adduction

IV.1 Introduction.....	64
IV.2 Alimentation en eau du périmètre	64
IV.3 Organisation du périmètre.....	64
V.3.1 Ilots et bornes d'irrigation	64
IV.3.2 Rôle et fonction de la borne d'irrigation	65
IV.3.3. Implantation des bornes	65
IV.3.4. Calcul du débit aux bornes	65
IV.3.5 Choix du diamètre et du type des bornes	66
IV.4 Choix de la variante d'aménagement	68
IV.5 Calculs hydrauliques du système d'adduction	68
IV.5.1 Etude du système de pompage	69
IV.5.1.1. Choix de l'emplacement de la station de pompage.....	69
IV.5.1.2. Choix du type de pompe	69
IV.5.1.3 Détermination de la hauteur d'élévation calculée	70
IV.5.1.3.1 Hauteur manométrique totale :	70
IV.5.1.3.2. Calcul des pertes de charge totale	71
IV.5.1.3.3 Calcul du diamètre économique	72
IV.5.1.3.4 Calcul de la HMT pour différent diamètre.....	72
IV.5.1.3.5 Puissance absorbée par la pompe	72
IV.5.1.3.6. Energie consommée par la pompe	72
IV.5.1.3.7 Frais d'exploitation	73
IV.5.1.3.8 Frais d'amortissement	73
IV.5.1.3. 9 Choix du diamètre	74
IV.5.1.3.10 Nombre et choix des pompes	75
IV.5.1.3.11 Vérification du risque de la cavitation	77
IV.5.1.4. Choix du moteur électrique.....	79
IV.5.1.4.1. Critères de choix du moteur électrique.....	79
IV.5.1.4.2. Vitesse de rotation du moteur.....	79
IV.5.1.4.3. Puissance fournie par le moteur	79
IV.5.1.5. Bâtiment de la station de pompage	80
IV.5.1.5.1. Types des bâtiments des stations de pompage.....	80
IV.5.1.5.2. Construction du bâtiment	80
IV.5.1.5.3. Choix du type de bâtiment	80
IV.5.1.5.4. Dimensionnement de bâtiment de station pompage	81

IV.5.1.5.4.1. Hauteur du bâtiment.....	81
IV.5.1.5.4.2. Longueur du bâtiment.....	81
IV.5.1.5.4.3. Largeur du bâtiment.....	82
IV.5.1.5.4.5. Dimensionnement des fenêtres :	82
IV.5.1.5.4.6. Dimensionnement des marches d'escalier	82
IV.5.1.5.4.7. Locaux du personnel :	82
IV.5.2) Dimensionnement du réservoir de distribution :	83
IV.6 Dimensionnement du réseau de distribution :	83
IV.6.1) Caractéristiques des conduites du réseau de distribution gravitaire :	84
IV.6.2) Vitesses admissibles :	84
IV.6.3) Choix du matériau des conduites :	84
IV.6.4) Caractéristiques des canalisations.....	84
IV.6.5) Calcul des diamètres	85
IV.6.6 Calcul des pertes de charge :	85
VI.7 Simulation du réseau de distribution par le logiciel Epanet.....	87
IV.6. Conclusion.....	92

Chapitre V: Choix des techniques d'irrigation

V.1. Introduction	93
V.2 Choix des techniques d'irrigation.....	93
V.2.1 Différentes techniques d'arrosages.....	93
V.2.1.1 Irrigation gravitaire.....	93
V.2.1.2 Irrigation par aspersion.....	96
V.2.1.2.2. Irrigation localisée (Goutte à goutte).....	97
V.3 Choix de la technique d'arrosage.....	98
V.4. Conclusion.....	100

Chapitre VI: Dimensionnement a la parcelle

VI.1 Introduction.....	101
VI.2. Dimensionnement d'un réseau d'irrigation Goutte à goutte	101
VI.2.1 Données générales.....	101
VI.2.2 Besoins d'irrigation en irrigation localisée : Influence du taux de couverture du sol.....	101
VI.2.3 Calculs hydrauliques	103
VI.2.4 Dimensionnement des canalisations du réseau	104
VI.2. Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion.....	108
VI.2.1 Données générales.....	108

VI.2.2.Dimensionnement théorique	109
VI.2.3.Dimensionnement hydrauliques des rampes :	112
VI.2.4 Calcul de la pression en tête du réseau.....	115
VI.3.Conclusion.....	115

Chapitre VII : Etude technico-économique

VII. Introduction.....	116
VII.2 Différents travaux à entreprendre	116
VII.2.1 Exécution des tranchées.....	116
VII.2.2 Pose du lit de sable.....	116
VII.2.3 Pose des conduites	116
VII.2.4 Epreuve de joint et de la canalisation	116
VII.2.5 Remblayage des tranchées	116
VII.2.6 Nivellement et compactage.....	116
VII.3 Facture des différents types de conduites du réseau de distribution	117
VII.4 Frais des travaux sur réseau d'irrigation	118
VII.4 .1 Calcul des volumes de déblais et remblais.....	118
VII.4 .2 Volume du déblaiement	118
VII.4 .3 Volume de remblais	118
VII.4 .4 Volume de sable.....	119
VII.4.5.Estimation du cout total de l'instalation du réseau	120
VII.5 Frais des travaux sur le réservoir	120
VII.5.1 Terrassement.....	121
VI.5.2 Bétonnage.....	122
VII.5.3 Enduit et peinture.....	123
VII.5.4 Les engins	123
VII.6. Devis pour la station de pompage	125
VII.6.1 Volume des travaux	126
VII.6.2.Estimation du cout de la station de pompage.....	128
VII.7 Estimation du coût total du projet.....	128
VI.8 Conclusion.....	129
Conclusion generale.....	130
Reference Bibliographique.....
Annexes.....

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I. Les caractéristiques et situations topographiques de la station pluviométrique de.....	6
Guelma.	6
Tableau I.1 : Répartition mensuelle des pluies (Période 1985-2012). (ANRH,Alger).	7
Tableau I.2 Variation des précipitations moyennes mensuelles interannuelles à la station de Guelma (1985-2012).	8
Tableau I.3 : Températures mensuelles moyennes en C° (source ANRH).	10
Tableau I.4 : l'humidité moyenne mensuelle relative (%). (ANRH, Alger).	11
Tableau I.5: La vitesse moyenne du vent (2000-2014). (ANRH Alger).	12
Tableau I.6: Insolation totale du mois en (h).(ANRH,Alger).	13
Tableau I.7 : La grêle moyenne mensuelle. (ANRH,Alger).	14
Tableau I.8 : Nombre moyen de jours de la gelée blanche.(ANRH,Alger).	14
Tableau I.9: Classification du climat selon Martonne	15
Tableau I.10 : Quotient pluviométrique.....	17
Tableau I.11: Les moyennes mensuelles des précipitations et les températures.....	18

Chapitre II : Ressources en sols-Ressource en eau

Tableau II.1 : Répartition des sols du périmètre de boumahra-ahmed.	21
Tableau II.2 Résultats des analyses physico-chimiques.	23
Tableau II.3 Résultats des analyses physico-chimiques	24
Tableau II.4 Résultats des analyses physico-chimiques	26
Tableau II.5: Différentes classes de perméabilité	28
Tableau II.6: Nature du sol et sa valeur de K.....	29
Tableau II.7 Caractéristique du forage.....	31
Tableau II.8: Résultats des analyses de forage Boumahra guelma.....	32
Tableau II.9 : Le risque du SAR dans l'eau d'irrigation.....	33
Tableau II.10 : La conductivité électrique d'eaux d'irrigation.	34
Tableau II.11 précipitation moyenne annuelle et mensuelle de la station de Héliopolice (1985-2012)	37
Tableau II.12: Test d'homogénéité.	39
Tableau II.13: Test de validité des deux ajustements	42
Tableau II.14 : Résultat d'ajustement de la loi normal	42
Tableau II.15 : Résultat d'ajustement de la loi log normale	43
Tableau II.16 : pluviométrie moyenne pour chaque mois en (mm).....	44

Chapitre III: Besoin en eau des cultures

Tableau III.1 : Calcul de l'évapotranspiration de référence à l'aide de CROPWAT 8.0	48
Tableau III.2 : Précipitation efficace dans la zone d'étude.	51
Tableau III.3 : L'assolement biennal des cultures en plein champ en irriguées.....	50
Tableau III.4 : Calcul des besoins en eau du Blé/avoine.	54
Tableau III.5 : Calcul des besoins en eau du Luzerne.	54
Tableau III.6 : Calcul des besoins en eau de l'Oignon/ail.	55
Tableau III.7 : Calcul des besoins en eau de la pomme de terre (saison).	55
Tableau III.8 : Calcul des besoins en eau du poivron.	56
Tableau III.9 : Calcul des besoins en eau de l'orge en vert.	56
Tableau III.10 : Calcul des besoins en eau de l'haricot.	57
Tableau III.11 : Calcul des besoins en eau de la tomate.	57
Tableau III.12 : Calcul des besoins en eau des petits pois.....	58
Tableau III.13 : Calcul des besoins en eau de l'olivier.....	58
Tableau III.14 : Récapitulatif des besoins pour l'assolement 1	59
Tableau III.15 : Récapitulatif des besoins pour l'assolement II	60
Tableau III.16 : Besoins en eau totaux de l'assolement I.....	62

Chapitre IV: Etude de système d'adduction

Tableau IV.1 : Type de bornes en fonction de superficies des ilots.....	66
Tableau IV.2 : Calcul des débits des ilots et choix du type de bornes.	67
Tableau IV.3 : Calcul de la HMT pour divers diamètres de la conduite.....	72
Tableau IV.4 : Calcul des frais d'exploitation.....	73
Tableau IV.5 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.	73
Tableau IV.6 : Bilan technico-économique des diamètres choisis.....	74
Tableau IV.7 : Variantes pour le choix du nombre de pompes.....	75
Tableau IV.9 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.	77
Tableau IV.10 : Pression de vapeur en fonction de la température.....	77
Tableau IV.11 : Coefficient de correction en fonction de la puissance du moteur.	79
Tableau IV.12 : Choix du type de bâtiment	80
Tableau IV.13 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.....	83
Tableau IV.14 : Dimensions du réservoir de stockage projeté	83
Tableau IV.15 : Paramètres des pertes de charge	86

Tableau IV.16 : diamètres des conduites de distribution du périmètre	89
---	----

Chapitre V : Choix des techniques d'irrigation

Tableau V.1 : Analyse multicritères de choix de technique d'arrosage	99
---	----

Chapitre VI: Dimensionnement a la parcelle

Tableau VI.1 : Calcul de diamètre de la rampe.....	106
Tableau VI.2. Calcul de diamètre de la porte rampe.....	106
Tableau VI.3 : Calcul de diamètre des conduites tertiaires.....	107
Tableau VI.4: Récapitulatif des calculs hydrauliques.....	107

Chapitre VII: Etude technico-économique

Tableau VII.1 : Facture des différents types de conduites du réseau de distribution.....	117
Tableau VII.2 : Fourniture de pose de pièces spéciales.	117
Tableau VII.3 : Coût des travaux de terrassement.....	119
Tableau VII.4 : Coût des travaux de réalisation du réservoir de 1000m ³	123
Tableau VII.5: Estimation de cout de la station de pompage.	128

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure 1. Situation géographique de la zone d'étude.	2
Figure I.1 : Localisation de la wilaya de Guelma (Carte du réseau hydrographique).	3
Figure I.2 : Plan de situation de la zone d'étude (Image satellitaire par Google).	4
Figure I.3 Le réseau hydrographique du bassin de Guelma	5
Figure I.4 représentation graphique de pluie mensuelle.....	7
Figure I.5 Variation interannuelle des précipitations à la station de Guelma (1985-2012)	9
Figure I.6 Variation des températures moyennes mensuelles à la station de Guelma (1985-	10
2012).....	11
Figure I.7 Evolution des températures moyennes annuelles à la station de Guelma (1988-	11
2018)	11
Figure I.8 : Humidité moyenne mensuelle.....	12
Figure I.9 : Vitesse moyenne du vent.....	13
Figure I.10 : Diagramme bioclimatique d'Emberger.....	17

Figure I.11 : Diagramme de Gausson.....	19
--	----

Chapitre II : Ressources en sols-Ressource en eau

Figure II.1 : Diagramme de classification des eaux d'irrigation.....	35
Figure II.2 : Ajustement à loi de Gauss	43
Figure II.3 :Ajustement à la loi log normal.....	43

Chapitre IV : Etude de système d'adduction

Figure IV.1 . Résultat de l'étude technico-économique.....	74
Figure IV.2 : Courbes caractéristiques de la pompe	76
Figure IV.3 Caractéristique de la pompe choisie	77
Figure IV.4 : Schéma des tronçons de réseau de distribution	88

Chapitre V : Choix des techniques d'irrigation

Figure V.1 Irrigation gravitaire	94
Figure V.2 Irrigation par submersion	95
FigureV.3 Irrigation à la raie.	95
Figure V.4 Irrigation par aspersion.....	96
Figure V.5 Irrigation goutte a goutte	97

Chapitre VI : Dimensionnement a la parcelle

FigureVI.1 schéma représentative d'un réseau goutte a goutte.....	108
--	-----

Chapitre VII: Etude technico-économique

Figure VII.1 : Disposition de la conduite dans une tranchée	119
Figure VII.2 : schéma explicatif de la station de pompage.....	125

Liste des planches

PLANCHE 01 : Plan de situation du périmètre Boumahra Ahmed Wilaya de Guelma.

PLANCHE 02 : Plan du réseau d'adduction et de distribution du périmètre Boumahra Ahmed, Wilaya de Guelma.

PLANCHE 03 : Profil en long de la conduite principale de distribution du périmètre de Boumahra Ahmed, Wilaya de Guelma.

PLANCHE 04 : Plan du réseau Goutte a goutte de l'ilot 9 du périmètre de Boumahra Ahmed, Wilaya de Guelma.

PLANCHE 05 : Plan du réseau d'aspersion de l'ilot 1 du périmètre de Boumahra Ahmed, Wilaya de Guelma.

Introduction générale

Introduction générale

Dans le domaine agricole, l'eau est indispensable pour garantir une sécurité socioéconomique à moyen et long terme. Cependant, la conception d'un système d'irrigation nécessite en premier lieu la quantification des besoins en eau de toutes les cultures mises en place, et la mobilisation des ressources en eau nécessaires au bon développement de ces cultures.

L'irrigation est l'opération consistant à apporter artificiellement de l'eau à des végétaux cultivés pour augmenter la production et permettre leur développement normal en cas de déficit d'eau induit par un déficit pluviométrique, en particulier dans les zones arides et semi-arides. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre mémoire.

Il s'agit d'étude du périmètre du BOUMAHRA AHMED à partir d'un forage qui permettra la projection d'un réseau d'adduction à partir des eaux souterraines des forages et après une analyse multicritère sur les systèmes d'irrigation le choix des techniques les plus performants dans le but d'améliorer le rendement des cultures

Notre sujet d'étude rentre dans ce contexte, il vise à mobiliser l'eau du Forage qui va permettre la mise en place d'un système d'adduction et de distribution en introduisant des systèmes d'irrigation modernes et performants tels que l'aspersion et le goutte à goutte.

Dans ce mémoire, on propose de dimensionner le réseau d'irrigation du périmètre de Boumahra-Ahmed, qui est caractérisé par une agriculture extensive, par des systèmes modernes afin d'économiser les ressources en eau et d'augmenter ainsi les rendements des cultures mises en place.

Pour bien mener cette étude, nous avons scindé notre travail en sept chapitres à savoir :Le premier chapitre qui est une description de la zone d'étude ensuite dans le deuxième chapitre il a été question de détailler l'ensemble des différentes ressources en sol et en eau disponibles. Viens alors le troisième chapitre ou on a calculé les besoins en eau des cultures ce qui va nous aider à dimensionner le système d'adduction dans le quatrième chapitre. Par la suite on est passé au choix et dimensionnement du système d'irrigation qui nous convient. Enfin pour terminer une estimation du cout du projet a été faite.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction

Avant tout projet, une analyse des différentes conditions géographique, démographique, géologique, et climatologique de la zone d'étude relève d'une grande importance puisque cela est directement lié aux choix à entreprendre par la suite. C'est l'objectif de ce premier chapitre.

I.2 Présentation de la Wilaya de Guelma

I.2.1 Situation géographique

La région de Guelma dont fait partie la zone étudiée est située au Nord-Est algérien avec une superficie de 3 686,84 km², reliant le littoral des Wilaya de Annaba, EI Tarf et Skikda, aux régions intérieures telles que les Wilaya de Constantine, Oum EI Bouagui et Souk Ahras. Elle appartient au sous bassin de la Seybouse.

Le secteur d'étude Guelma-Boumahra appartient à la nappe alluviale de Guelma, partie intégrante du bassin de l'Oued Seybouse qui fait partie de la moyenne Seybouse. Il se situe au coeur d'une grande région à activité agricole intense à 227 m d'altitude moyenne (fig.1).

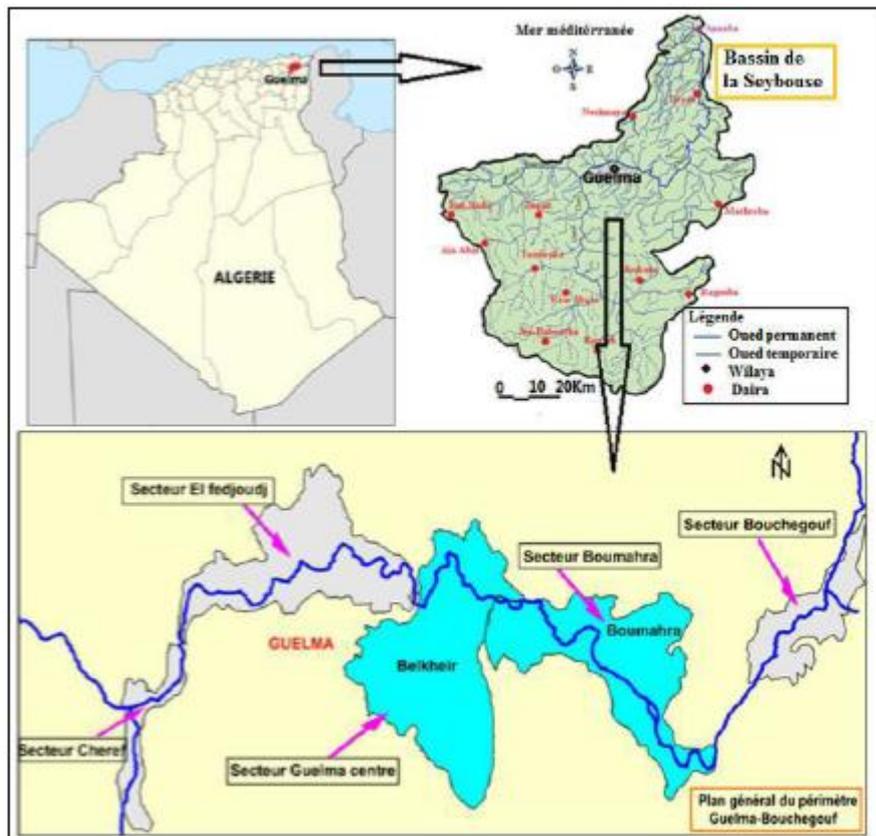


Figure 1. Situation géographique de la zone d'étude.

I.2.2 Situation démographique

La population totale de la wilaya de Guelma est de 494079 Habitants dont 25 % sont concentrés au niveau du Chef-lieu de Wilaya. La densité moyenne de cette population est de 132 Hab/Km.

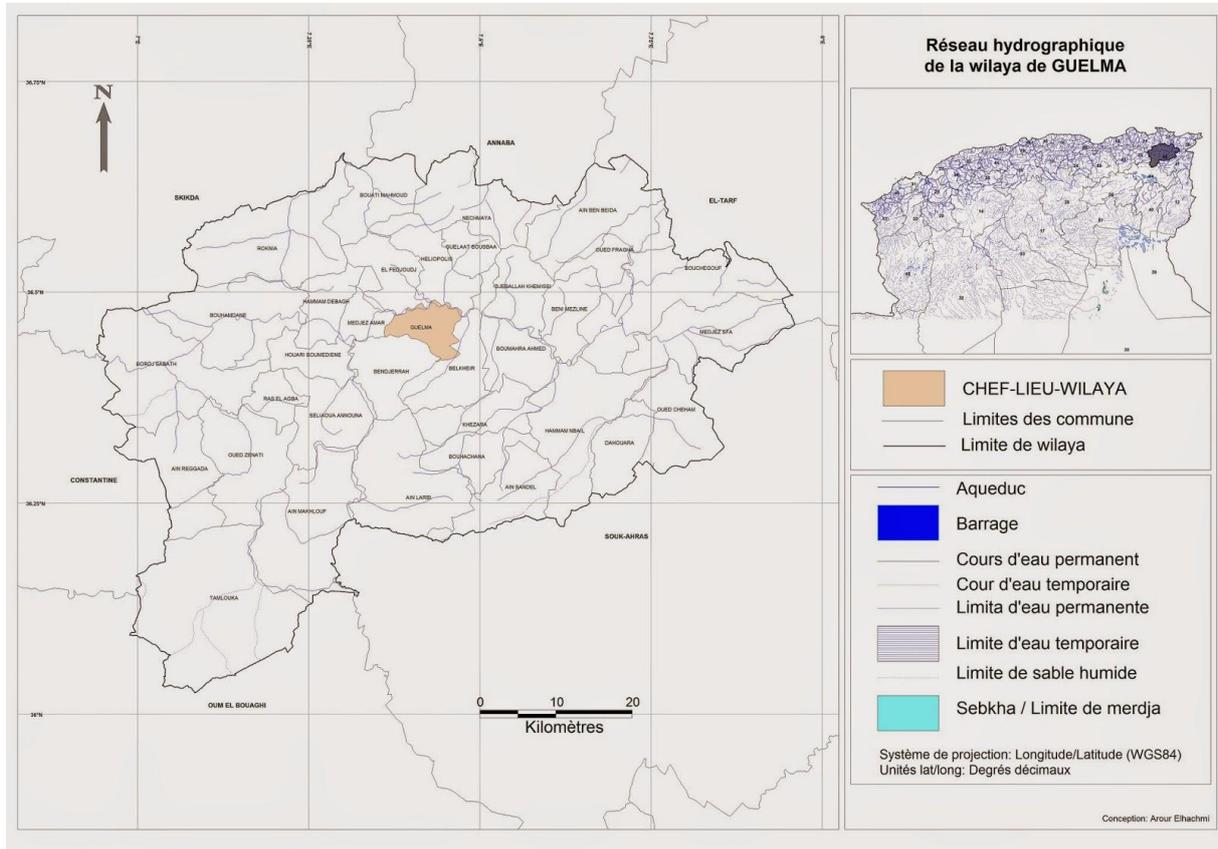


Figure I.1 : Localisation de la wilaya de Guelma (Carte du réseau hydrographique).

I.3 Présentation de la zone d'étude

I.3.1 Périmètre de Boumahra Ahmed

Le périmètre d'étude est situé à une distance de 2.2 kilomètres au nord de la commune de Boumahra-Ahmed, et de son chef lieu, à l'est de la wilaya de Guelma. La commune est délimitée à :

- L'Est par la commune de Bouchegouf.
- L'Ouest par la commune de heliopolice .
- Au Nord par la route Nationale reliant Guelma-annaba.
- Au Sud par la route Nationale Guelma- souk-ahras.

Le périmètre présente une superficie de l'ordre de 180 ha.

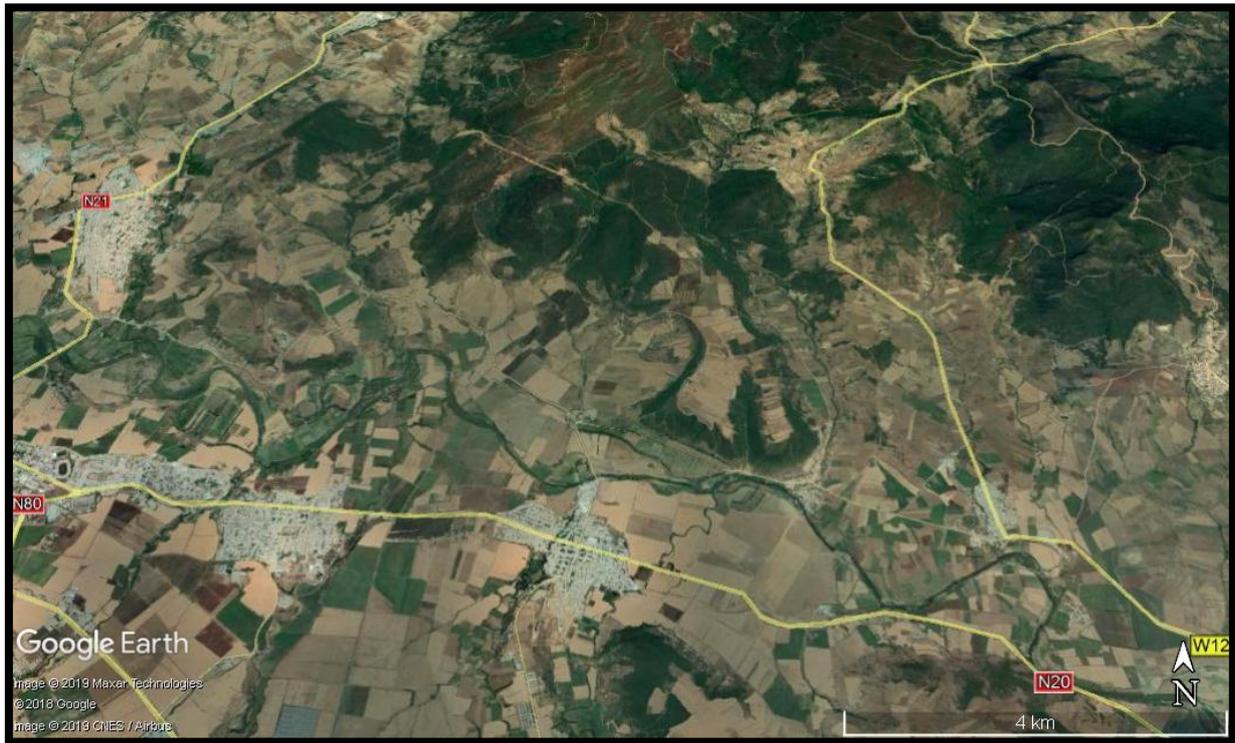


Figure I.2 : Plan de situation de la zone d'étude (Image satellitaire par Google).

I.3.2 Le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique du bassin de Guelma est constitué par le seul cours d'eau important, qui est l'Oued Seybouse. Il prend naissance des plaines semi-arides et résulte de la confluence de deux Oueds qui sont le Charef et Bouhamdane au niveau de Medjez Ammar et se termine à l'embouchure de la mer Méditerranée au Nord près de la commune de Sidi Salem, wilaya d'Annaba, après un parcours de 160 Km. Il est considéré comme un collecteur des eaux de ruissellement qui affluent sur ses deux rives : Oued Skhoun, Oued Maïz et Oued Zimba (fig.I.3).



Figure I.3 Le réseau hydrographique du bassin de Guelma .

I.3.3 Caractérisation géologique

La Région de Guelma a fait l'objet de plusieurs études géologiques, dont celle de J. Darest de la Chavanne (1910), J.F. Raoult (1973), J.M.Vila (1968-1980), Durant Delga (1968) et J. C. Lahondere (1981-1983) qui constituent les références de base utilisées dans la synthèse géologique du Nord-Est Algérien.

La géologie de la région de Guelma est caractérisée par des formations géologiques appartenant aux différents âges allant du Quaternaire au Trias, présentant ainsi une lithologie très variée qui comprend essentiellement: les alluvions (sable, gravier, cailloutis,...), les grés, les marnes, les argiles, et les calcaires.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Les différentes phases tectoniques ont joués un rôle prépondérant dans la morphogenèse de la région, donnant naissance à une dépression qui forme le réservoir aquifère de la vallée de Guelma, remplie par des alluvions d'âge Mio-plio- quaternaire. Ce remplissage constitue l'ancienne et l'actuelle terrasse de la vallée de la Seybouse.

I.3.4 Caractérisation climatique

. Dans l'absence de stations météorologiques dans la commune de boumahra, nous avons été contraints d'utiliser les données de la station pluviométrique de la commune de Heliopolis, (Wilaya. De Guelma, la plus proche station pluviométrique de la zone d'étude), de code 14 04 03 X= 942.841 km, Y= 366.700 km, Z= 230 m (source ANRH-Annaba). Sur une période de 28 ans « 1985-2012 », et qui restent fiables pour la région d'étude.

Le climat dans la région de boumahra est du type méditerranéen doux et modéré avec des étés et automnes chauds et secs, et des mois d'hiver venteux, pluvieux et bien arrosés.

Tableau I. Les caractéristiques et situations topographiques de la station pluviométrique de Guelma.

Code de station	Station	Région	Longitude X(km)	Latitude Y(km)	Altitude (m)	Periode d'observation
140403	Heliopolic	Guelma	942.841	366.7	230	1985-2012

(source ANRH-Annaba).

I.3.4.1 Etude des paramètres climatiques

Les facteurs climatiques dans leur ensemble permettent d'expliquer quantitativement l'intensité et la variabilité des composantes du régime hydrologique, dans le temps et dans l'espace, en interaction avec les conditions physico-géographiques de l'écoulement

I.3.4.2 Les précipitations

Les précipitations permettent la constitution d'un stock d'eau qui va être soumis à plusieurs processus de « vidange » et particulièrement les processus d'évapotranspiration, de ruissellement de surface et de pertes par infiltration (A. Chaponnière, 2005).

Pour cela toute étude climatologique nécessite une analyse détaillée de ce paramètre, du fait que la pluie est un facteur qui conditionne l'écoulement saisonnier et par conséquent le régime des cours d'eau ainsi que celui des nappes

a) Variation moyennes mensuelles interannuelles des précipitations

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

L'étude des précipitations a porté sur une période d'observations de (période 1985-2012).

Dans notre zone d'étude, la pluviométrie est irrégulière dans le temps et dans l'espace. À l'échelle saisonnière, les précipitations tombent en majorité durant les trois saisons automne, hiver et printemps avec une moyenne de **595.01mm/ans**.

Cette pluviométrie est moyenne par saisons ainsi que par an comme le montre le **tableau I.1**

Tableau I.1 : Répartition mensuelle des pluies (Période **1985-2012**). (BET Mebarki).

Mois	Sep	oct	Nov	dec	jan	fevr	mars	avril	mai	Juin	Juillet	Aout
Saison	Automne			hiver			printemps			Été		
précipitation (mm)	34.93	50.39	63.47	87.75	85	73.02	69.03	61.41	40.12	17.27	4.22	8.4

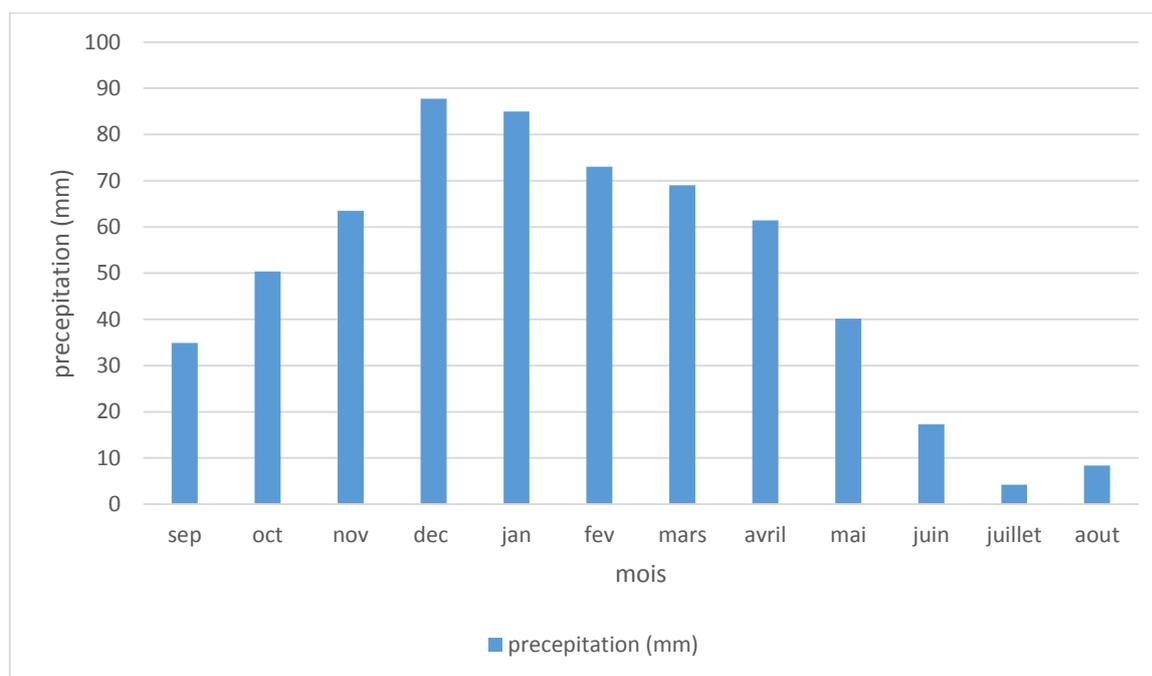


Figure I.4 représentation graphique de pluie mensuelle

b) Variations interannuelles des précipitations

L'analyse de la courbe des variations interannuelles des précipitations sur une période de 28 ans (1985-2012).

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.2 Variation des précipitations moyennes mensuelles interannuelles à la station de Guelma (1985-2012).

Ans	sept	Oct	nov	dec	jan	Fev	mars	avr	may	juin	Juil	Aout	total
1985	41.7	59.5	11	16.4	128.4	39.6	75.8	42.4	14.3	8.1	0	2.8	440
1986	34.3	102.1	114.2	161.7	74.4	137.4	79.3	44	93.8	0.6	27	2.5	871.3
1987	3.2	15	60.4	16.2	80.2	37.6	50.3	11.1	42.7	65.4	0	0.3	382.4
1988	28.2	4.7	46.2	137.8	34	76	66.5	53.8	7	28.5	36.9	25.6	545.2
1989	26.2	63.1	37.9	64.7	114.6	1.6	27	39.9	71.4	20.7	0.7	12.2	480
1990	4	17	87	176.1	73.2	61.3	119	58.7	59.1	28.8	0.2	8.1	692.5
1991	184	108.8	33.1	26.5	42.2	61.3	58.2	187. 2	86.7	15.9	24.2	2	664.5
1992	0.0	28	199.4	161.4	38.9	43.7	39.1 5	20.5	74.4	7.6	2.9	0.8	616.7
1993	23.8	28.9	7.5	131	77.1	99.2	5	69.6	5	0	0	1.5	448.6
1994	26.1	47.7	23.8	61.8	220.2	9.2	98.8	32.2	3.7	26.9	2	5.4	557.8
1995	87.6	25	38.4	36.6	99.1	212.7	65.1	83.2	27.9	7.2	8.9	5.5	697.2
1996	13.6	16.1	14.3	4.8	58.3	26.6	20.9	46.5	11	19.9	0	25.3	257.3
1997	91.7	114.2	121.2	113	59.5	49.9	32.5	52.3	77.7	4.8	0	45.8	762.6
1998	46.8	25.8	184.5	58.2	98.3	75.3	87.2	41.9	34.4	5.9	1.7	0	660
1999	34.1	13.9	81.1	102.4	50.4	16.7	28.6	28.3	106. 9	18.7	0	26.6	507.7
2000	35.3	56.8	15.5	46.9	151	46.8	31.1	63.9	29.7	0	0	0	477
2001	70.9	1.3	30.5	36.7	39.2	72.9	13.6	38.6	6.5	0	5	26.2	341.4
2002	16.3	28.6	137.3	107.9	214.5	72.1	10.9	176. 3	27.1	0	0	0	791
2003	66.2	48.5	18.7	248.6	104.3	10.6	68.5	93	83.9	70.5	0	0	812.8
2004	38	24.9	200.1	161.7	88.3	118.3	62.1	85.2	6.3	35.7	11	3.9	835.5
2005	11.9	17.2	16.9	198.3	139.2	106.4	42.4	21	41	5.9	3.2	22.4	625.8
2006	38.3	7	32.7	107.5	34.1	53.2	207. 6	68.2	14.7	30	1.9	2.9	598.1
2007	49.5	79.2	66.3	97.7	13.7	9.8	99.7	60.3	39.6	2	3.6	6.8	528.2

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

2008	31.7	25.3	64.17	46.7	167.9	71.7	89.2	112. 9	94.1	0	1.4	0	705.1
2009	101.9	63.4	13.8	90.9	87.7	20.9	56.2	42	38.3	24	0	12.4	551.5
2010	16	61.2	126.1	43.4	25.8	147.8	71.1	63	68.7	32.1	0	0.8	656
2011	33.6	49.8	642	90.9	57.1	156.2	103. 1	64.3	4.7	17.2	4.6	25.4	671.1
2012	23	46.2	20.3	39.7	58.5	90	31.3	68.2	14.7	30	1.9	2.9	426.7

Source (BET Mebarki).

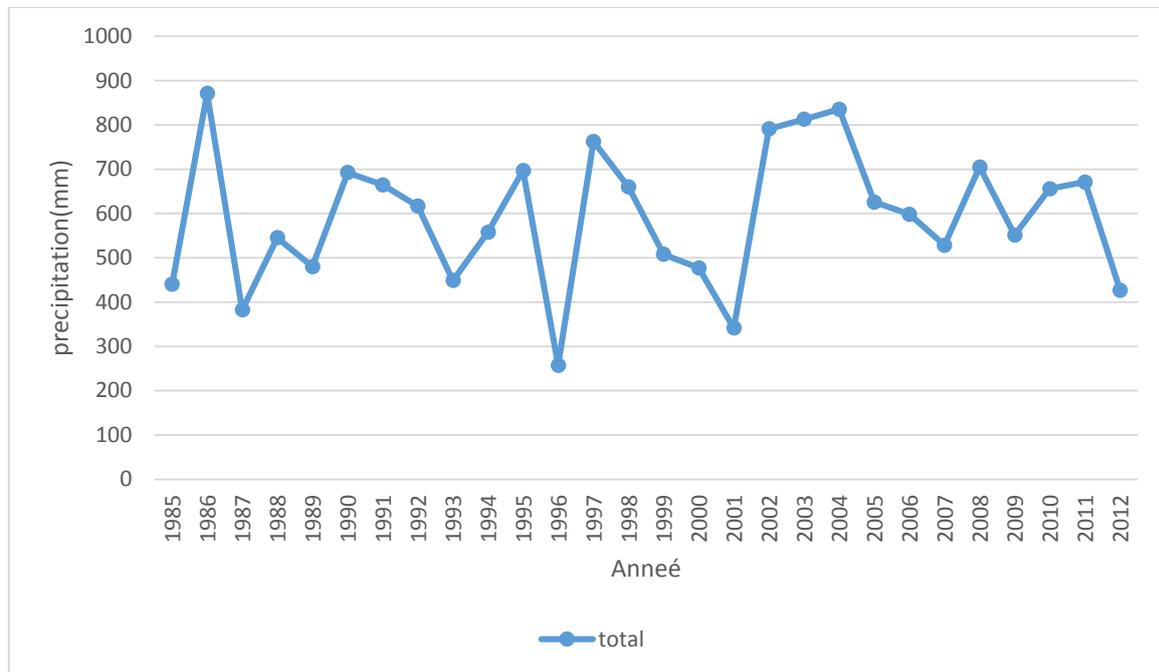


Figure I.5 Variation interannuelle des précipitations à la station de Guelma (1985-2012) .

I.3.4.3 Température

La température de l'air est un paramètre ayant une grande influence sur le bilan hydrologique, elle agit directement avec les autres facteurs météorologiques (précipitation, insolation, etc....) sur le climat d'une région. C'est par ces mesures qu'on essaye de montrer le rôle important de l'évapotranspiration sur l'écoulement, et de déterminer les saisons thermiques.

a) Variation des températures moyennes mensuelles :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

A partir des données enregistrées à la station de Guelma, la courbe représentative des variations de températures moyennes mensuelles sur une période de 27 années (1985-2012) montre deux saisons thermiques (figI.6) :

- L'une chaude, caractérisée par des moyennes mensuelles maximales enregistrées aux mois de juillet et d'août..
- L'autre froide, caractérisée par des moyennes mensuelles minimales enregistrées aux mois de décembre, janvier et février..
- La moyenne mensuelle est de 18.3°C.

Tableau I.3 : Températures mensuelles moyennes en C° (source ANRH).

Mois	jan	fev	mar	Avr	mai	juin	juillet	aout	sep	oct	nov	dec
Tmax(C°)	15.9	16.8	19.7	21.8	27.1	32.7	35.8	36.3	31	27.3	20.3	16.8
Tmin(C°)	5.1	4.6	6.2	7.8	12	16.3	18.4	20	17.3	13.8	9.3	6.5
Tmoy(C°)	10.5	10.7	12.95	14.8	19.55	24.5	27.1	28.15	24.15	20.55	14.8	11.65

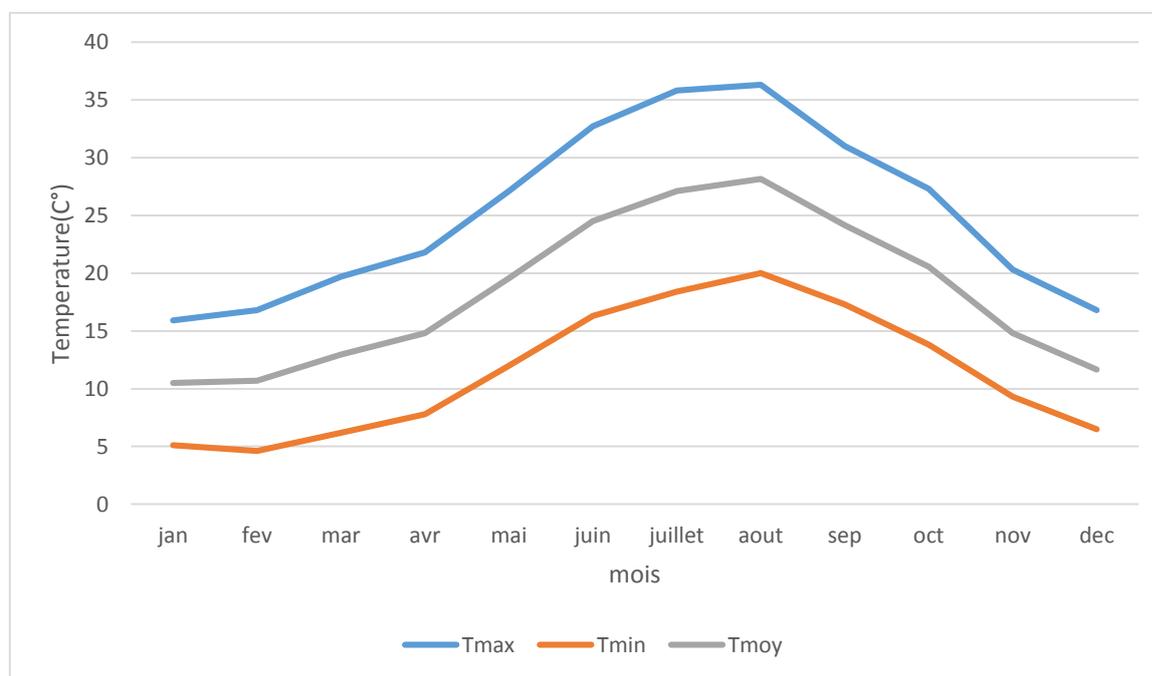


Figure I.6 Variation des températures moyennes mensuelles à la station de Guelma (1985-2012).

b) Variation des températures moyennes annuelles

L'analyse des valeurs des Variations interannuelles des températures observées sur une période de 28 ans pour la station de Guelma montre que l'année la plus chaude est l'année 1993-1994 avec une moyenne de 18.84°C, et l'année la plus froide est l'année 1991-1992, avec une moyenne de 16.43°C. Signalons que la température moyenne interannuelle est de l'ordre de 17.79°C (figI.7).

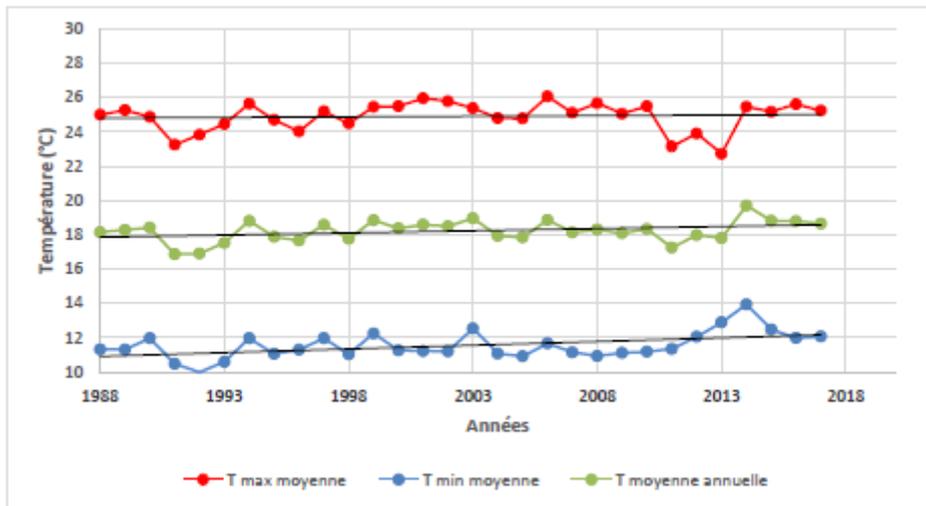


Figure I.7 Evolution des températures moyennes annuelles à la station de Guelma (1988-2018) .

I.3.5 Humidité de l'air

L'humidité relative c'est le rapport entre la quantité de vapeur d'eau présente dans l'air et la quantité maximale qu'il peut contenir à une température donnée, exprimée en %. L'humidité de l'air a une influence considérable et un effet en général bénéfique à la croissance des cultures.

Les données disponibles sont reportées dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : l'humidité moyenne mensuelle relative (%). (ANRH, Alger).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	JT	Aou	Année
Humidité moyenne (%)	58	64	72	78	78	71	66	64	57	48	42	46	62

Source : ANRH Alger.

Nous remarquons :

- Le minimal est enregistré pendant le mois de juillet (42%).
- Le maximal en décembre (78%).

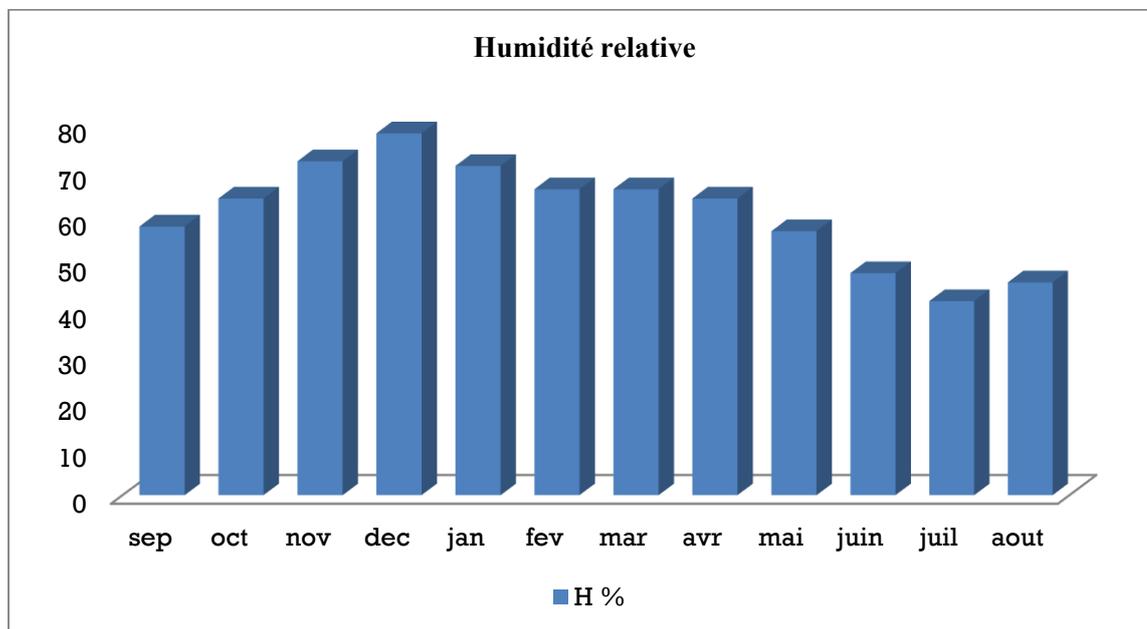


Figure I.8 : Humidité moyenne mensuelle.

I.3.6 Le vent

La connaissance de la direction et de la fréquence des vents est importante pour la mise en valeur d'un périmètre pour protéger contre les vents néfastes. Les vents dans la région des hauts plateaux sont forts et fréquents pendant toute l'année, surtout en hiver et au printemps. Les données disponibles des vents sont les valeurs moyennes mensuelles mesurées au niveau de la station de hammam Debagh (tableau I.5).

Tableau I.5: La vitesse moyenne du vent (2000-2014). (ANRH Alger).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jui	Aou	Année
V. Moy (m/s)	2	2,2	2,1	2,5	2	2,2	2,4	2	2,1	1,8	1,9	2,1	2,11

Source : ANRH Alger.

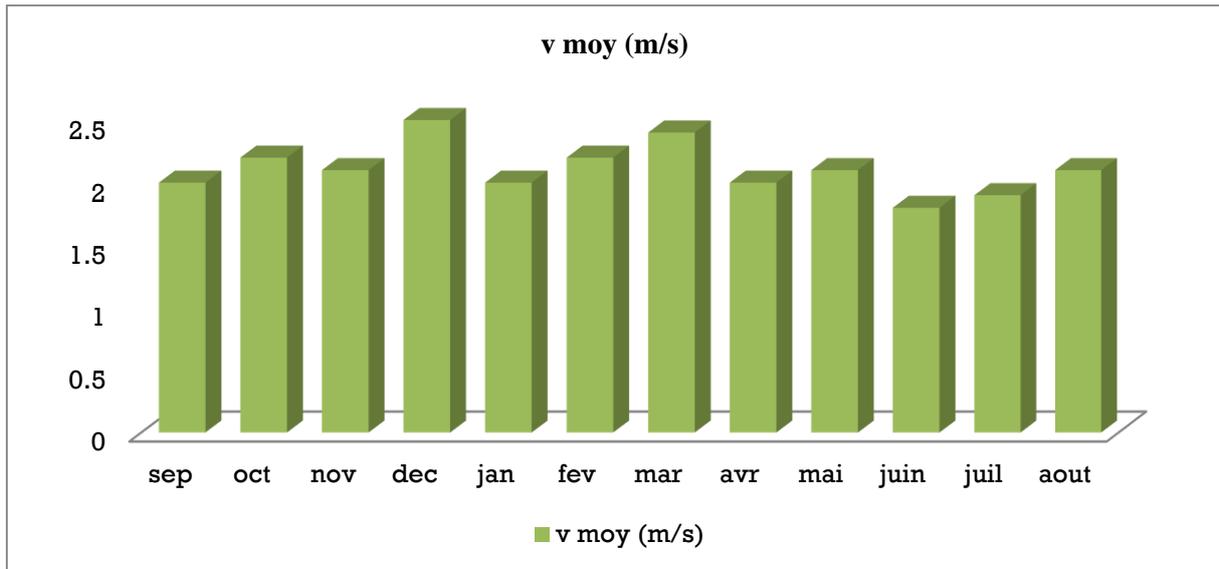


Figure I.9 : Vitesse moyenne du vent.

On constate du tableau que les vents dominants sont ceux des directions Nord-ouest pour la saison froide et Nord-est pour la saison chaude.

La vitesse moyenne mensuelle du vent observée dans la station de hammam Debagh oscille entre **1,8** et **2,50 m/s**.

I.3.7 L'insolation

L'insolation est parmi les facteurs qui conditionnent l'activité de la photosynthèse et elle varie selon le site. Le tableau ci-dessous donne les durées moyennes d'insolation journalière pendant les différents mois (de 2014).

Tableau I.6: Insolation totale du mois en (h).(ANRH,Alger).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	JT	A	Année
Insolation par mois	213	232,5	217	186	192,2	168	244,9	243	288,3	315	341	325,5	247,2
Insolation du jour	7,1	7,5	7,23	6	6,2	6	7,9	8,1	9,3	10,5	11	10,5	8,11

On remarque que le mois le plus ensoleillé est **juillet** avec une moyenne de 11h.

I.3.8 Les phénomènes climatiques accidentels

a) La grêle :

Le risque-grêle en agriculture dresse un tour d'horizon des connaissances et s'articule en **trois volets** :

- ✓ Examen du phénomène naturel.
- ✓ Descriptions des dégâts par type de culture
- ✓ Gestion du risque-grêle, sous les angles économiques et techniques

(systèmes de protection).

Tableau I.7 : La grêle moyenne mensuelle. (ANRH,Alger).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	JT	Aou	Année
Moyenne mensuelle	0,1	0,2	0,1	0,2	0,3	0,4	0,3	0,2	0,2	0,1	0	0,1	2,2

Source: ANRH.

b) La gelée blanche

Le gel entraîne la formation de cristaux de glace entre les cellules, cependant la gelée de printemps entraîne la mort de certains organes (bourgeons, fleurs, jeunes fruits).

Tableau I.8 : Nombre moyen de jours de la gelée blanche.(ANRH,Alger).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	JT	A	Année
Station de H.Debagh	0	0	8	10	11	11	9	5	1	0	0	0	55

Source : ANRH.

La gelée s'observe à partir du mois d'octobre jusqu'à la fin du mois d'avril avec un maximum de sept jours aux mois de janvier.

c) Le sirocco

Le sirocco appelé aussi Chihili est un vent chaud et sec qui souffle du Sahara vers le littoral. Il est très néfaste pour les végétaux car il peut provoquer le flétrissement de la plante ainsi que les chutes de rendement, il augmente l'évapotranspiration des cultures à une fréquence annuelle assez faible, 4 à 5 jours par an, entre mai et septembre avec un maximum en août, donc sa connaissance est primordiale pour le choix des espèces à préconiser dans le périmètre.

I.4. Indices Agro-météorologiques

Les indices climatiques permettent de classer le climat en se basant essentiellement sur deux paramètres la pluie moyenne et la température de l'air.

Classification de climat selon l'indice d'aridité de De Martone :

Cet indice permet de préciser le degré de sécheresse de la région et par conséquent de renseigner sur l'indisponibilité de l'irrigation:

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

Avec :

I_A : indice climatique ;

P : précipitation moyenne annuelle (mm) ;

T : Température moyenne annuelle (°C).

Tableau I.9: Classification du climat selon Martonne

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

→ Dans notre cas, on trouve :

$$I_A = \frac{595.01}{18.3 + 10} \approx 21.02$$

On constate que l'indice d'aridité est compris entre 20 et 30 ce qui se traduit que notre région est soumise à par un climat relativement humide et une irrigation parfois utile.

I.5 Classification du climat selon le diagramme d'Emberger :

Le quotient pluviométrique d'Emberger permet de déterminer l'étage bioclimatique et la valeur du coefficient pluviométrique en utilisant la formule et le diagramme bioclimatique d'Emberger. Ils'exprime par la formule suivante :

$$Q = \frac{1000.p}{\frac{M+m}{2} \cdot (M-m)} = \frac{2000.p}{M^2 - m^2} \dots\dots (I.2)$$

Avec :

Q : coefficient pluviométrique d'Emberger

P : précipitation moyenne annuelle en (mm)

M : moyenne des maxima du mois le plus chaud (en °K)

m : moyenne des minimas du mois le plus froid (en °K)

Pour: P=595.01 mm ; représente

M = 36.3°C ;

m = 4.6°C ;

Le calcul du quotient pluviométrique donne les valeurs suivantes :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.10 : Quotient pluviométrique

Précipitations (mm)	m (k°)	M (k°)	Q (m /°K)	Etage bioclimatique
595.01	277.75	309.45	63.93	Sub-humid

D'après le diagramme bioclimatique d'EMBERGER, (**Figure I.10**), la valeur de

Q = 63.93 mm /°K pour une température du mois le plus froid, **T = 4.6 °C**, nous donne un étage bioclimatique «SEMI ARIDE».

En portant la valeur de (Q) dans le diagramme bioclimatique et en fonction de la température moyenne minimale du mois le plus froid, on peut confirmer que notre région se situe dans :

L'étage bioclimatique : semi aride

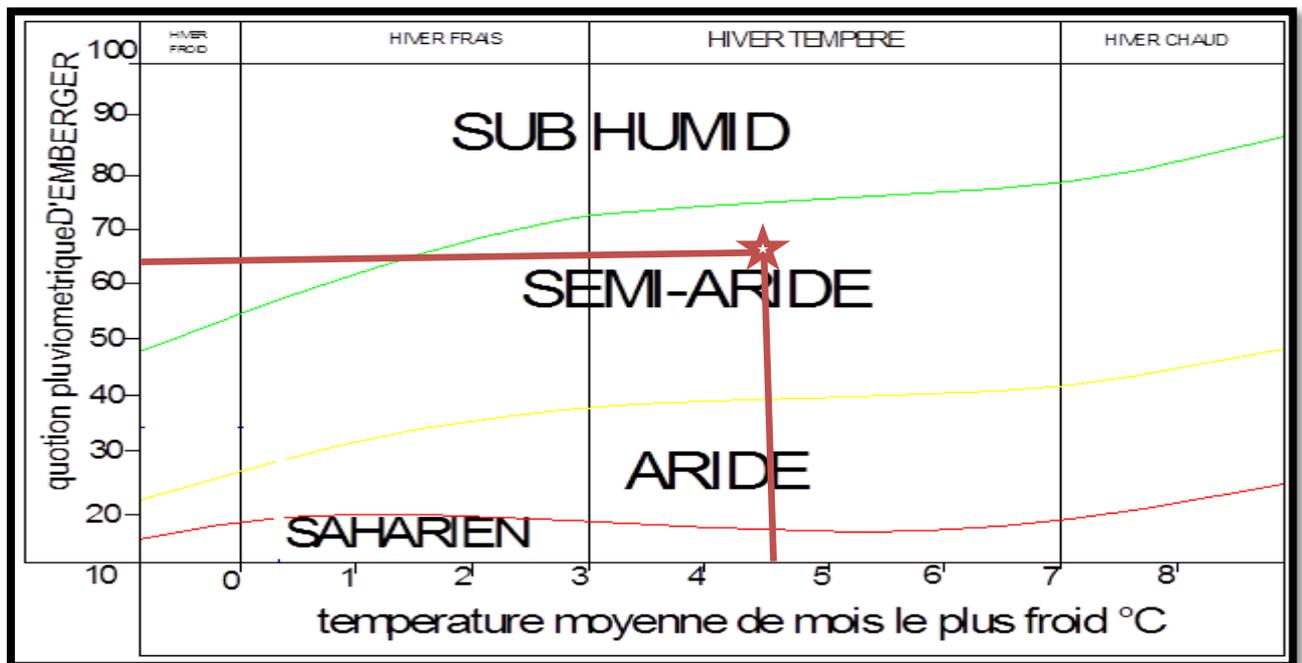


Figure I.10 : Diagramme bioclimatique d'Emberger

Classification du climat selon l'indice de Bagnouls et Gaussen

Ce diagramme ombro-thermique permet la détermination de la période sèche. : Lorsque la courbe des précipitations passe au-dessous de la courbe des températures, la période qui s'étale entre les points d'intersections des deux courbes correspond à la durée de la période sèche.

Tableau I.11: Les moyennes mensuelles des précipitations et les températures.

Mois	jan	fev	mars	avr	Mai	juin	juill	aout	sep	oct	Nov	Dec
P	34.93	50.39	63.47	87.75	85	73.02	69.03	61.41	40.12	17.27	4.22	8.4
T	10.5	10.7	12.95	14.8	19.55	24.5	27.1	28.15	24.15	20.55	14.8	11.65

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

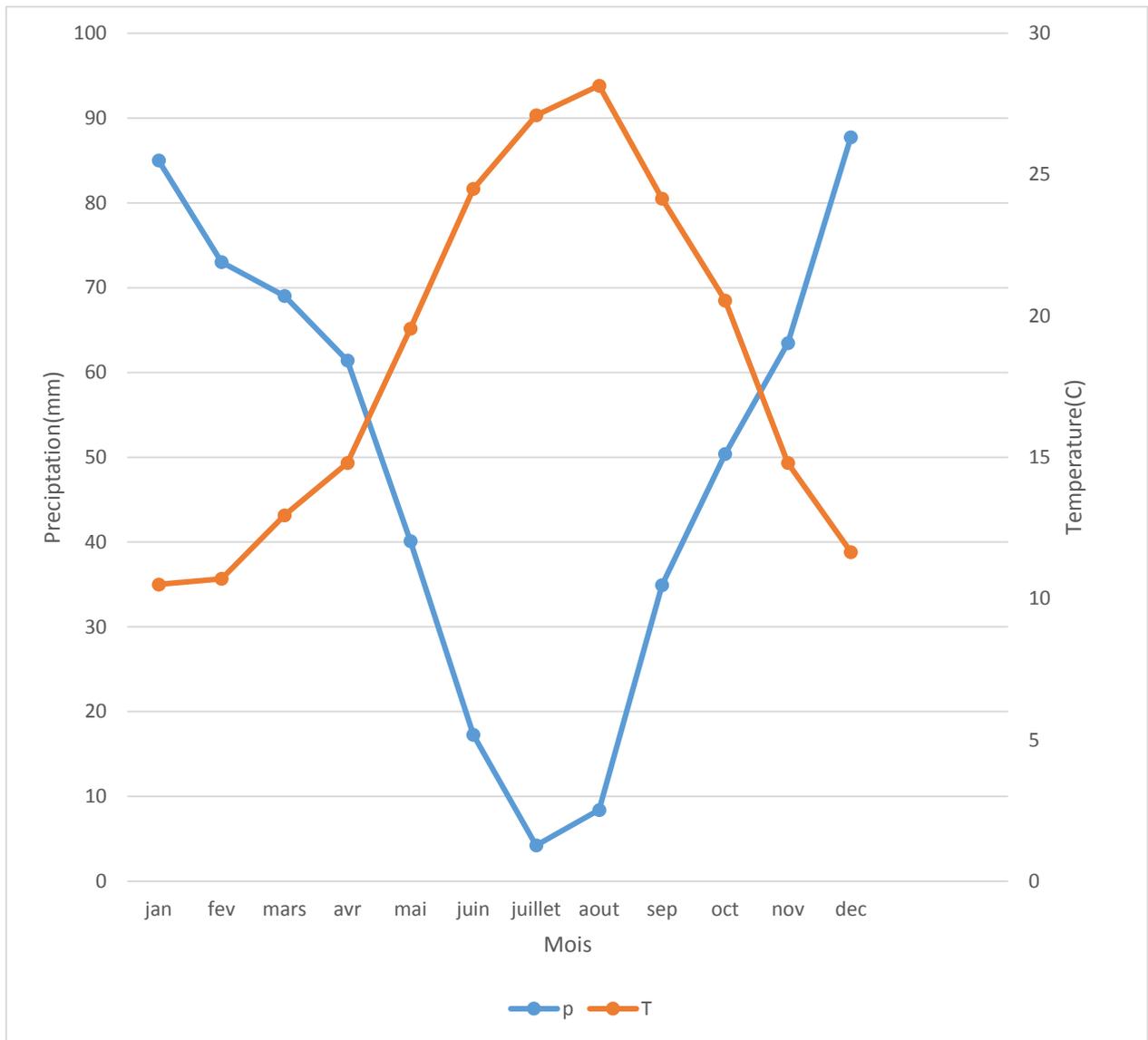


Figure I.11 : Diagramme de Gaussen période (1985-2012).

I.6 Conclusion

A la suite de ces différentes études faites sur le périmètre dans ce chapitre nous sommes emmenés à constater que le périmètre de Boumahra ahmed situé dans la wilaya de Gelma jouit d'un climat semi-aride et aussi l'aménagement hydro-agricole du périmètre de Boumahra-ahmed est, non seulement adapté à la région, mais aussi qu'il sera d'une très grande utilité.

Chapitre II

Ressources en sol-Ressources en eau et Hydrologie

II.1 Ressources en sol

II.1.1. Introduction

L'étude pédologique est l'une des sources essentielle pour prendre en compte la nature et la distribution des caractéristiques et des contraintes relevant des sols. Pour l'irrigation, plusieurs caractéristiques doivent être prises en considérations. On peut citer notamment :

- La profondeur du sol qui commande l'épaisseur des couches accessibles aux racines et par suite la réserve en eau disponible ;
- La texture ou granulométrie de la terre fine et la charge caillouteuse qui jouent sur les possibilités de rétention en eau ;
- La structure et la porosité des horizons qui commandent la perméabilité du milieu et, globalement, la plus ou moins grande facilité de conduite des arrosages ;
- Les caractéristiques chimiques (PH, SAR, CE.....) qui influent sur l'éventail des possibilités culturales de la zone à irriguer.

La bonne connaissance du sol permet le bon choix des cultures les plus adaptées.

II.1.2. Le type de sol

Le périmètre de BOUMAHRA-AHMED s'étend sur une superficie de 180 ha. Les tableaux suivants résument la répartition des sols

Tableau II.1 : Répartition des sols du périmètre de boumahra-ahmed.

Source : ANRH-constantine

• Texture	Très fine	Fine	Moyenne	Total
• Classe	A	N	M	%
Superficie en %	29.5	44.7	25.8	100
Types de sols	-très argileux - argileux	- argilolimoneux - argilosableux - limono argileux	- équilibré limoneux - sabloargileux	

On remarque que le sol de notre périmètre est de majorité de classe Fine

II.1.3. La classification des sols

la prospection pédologique et l'analyse des échantillons au laboratoire, ont permis de reconnaître et différencier plusieurs types de sols répartis dans quatre (03) classes :

II.1.3.1. Les sols peu évolués

Ces sols n'ont subi qu'une faible évolution et gardent l'essentiel des caractéristiques des roches mères environnantes. Leur profil pédologique est assez profond, homogène, et à texture généralement fine à moyennement fine. Néanmoins, des processus secondaires de pédogenèse se manifestent par endroit tel que, la vertisolisation, la salinisation et l'hydromorphie des horizons de profondeur et parfois de surface. Ces trois aspects, pouvant agir conjointement ou individuellement ; mais ils restent fortement liés à la lithologie des terrasses et des plaines alluviales.

a) Profil N°1

Classification :

- Classe : Sol peu évolué
- Sous classe : D'origine non climatique
- Groupe : D'apport alluvial
- Sous-groupe : Vertique
- Famille : Sur glacis polygéniques.
- Série : avec niveau compact.

b) Description des horizons

0 à 40 cm : frais ; limon sablonneux ; structure grumeleuse ; débris organiques ; porosité importante ; présence de racines ; non plastique ; friable ; transition nette.

40 à 100 cm : sec ; argilo-limoneux ; structure polyédrique grossière ; matière organique non décelable ; porosité faible ; quelques racines ; non friable ; peu compact ; transition diffuse.

100 à 150 cm : frais, argileux ; structure massive ; matière organique non décelable ; porosité faible ; non friable ; compact.

c) Analyse physico-chimique

Tableau II.2 Résultats des analyses physico-chimiques.

Profondeur (cm)	0-40	40-100	100-150
GRANULOMETRIE**			
Argile %	50,4	51,65	47,1
Limon fin % :	30,2	21,9	39,9
Limon grossier % :	10,7	17,15	2,95
Sable fin % :	7,5	8,9	8,7
Sable grossier % :	1,2	0,35	1,35
Matières organiques % :	1,93	1,53	0,81
Carbone (C) ‰ :	11,2	8,9	4,7
Azote (N) ‰ :	1,1	0,87	0,45
Rapport C/N :	10	10	10
P ₂ O ₅ total ‰ :			
P ₂ O ₅ assimilable (ppm) :* :	44	30	15
CaCO ₃ total % :			
CaCO ₃ actif % :* :	12,1	14,3	13,8
K ₂ O total % :			
Gypse total % :			
Ca ⁺⁺ (meq/100g)	21,95	17,7	13,15
Mg ⁺⁺ (meq/100g)	5,7	6,8	7,6
K ⁺ (meq/100g)	0,81	0,55	0,74
Na ⁺ (meq/100g)	0,06	0,09	0,13
T (NH ₄) (meq/100g)			
Na/T %			
CEC (meq/100g) :	27,65	25,14	21,62
% Saturation :		68	
pH :	8	7,8	8
CE (millimohs/cm) :	0,5	2,5	1,5
CO ₃ H ⁻ (meq/l) :		0,3	
SO ₄ ⁻ (meq/l) :		18,5	
Cl ⁻ (meq/l) :		4,9	
Ca ⁺⁺ (meq/l) :		8,6	
Mg ⁺⁺ (meq/l) :		9,4	
Na ⁺ (meq/l) :		1,8	
K ⁺ (meq/l) :		0,9	
CARACTERISTIQUES PHYSIQUES			
Densité réelle :***	2,44	2,4	2,43
Densité apparente :**	1,3	1,33	1,34
pF _{4,2} ***	25,05	24,5	22,62
pF _{3,0} ***	27,97	27,71	25
pF _{2,5} ***	33	34,19	30,87

Source : ANRH-constantine

Interprétation des résultats :

D'après l'analyse au laboratoire (**tableau II.2**), on voit nettement que la texture des sols est argileuse à argileux-limoneuse. Le sol est faible en matière organique en azote qui décroît selon la profondeur : MO : 1,93, N : 1.1. Le rapport C/N est de 10 ce qui traduit une bonne minéralisation dans tout le sol .

Le PH est basique supérieur à 7 et varie de 7.8 à 8. Sol non salin avec une conductivité inférieure à 1 mmoh/cm. sol peu calcaire avec des teneurs en calcaire total qui varient de 12.1 à 14.3% .

II.1.3.2. Les vertisols

Ces sols présentent un aspect de surface caractérisé par de grosses mottes et dont le profil est profond et de couleur foncée, les horizons sont peu différenciés et ne peuvent être distingués que par la structure arrondie en surface, polyédrique grossière élargie en profondeur. Les fentes de retrait sont perceptibles (quelques millimètres de diamètre) parfois ce sont les facettes lisses résultant des mouvements internes (rétraction et gonflement des argiles) qui sont les plus observés.

a) Profil N° 2

Classification :

- Classe : Vertisols
- Sous classe : à drainage externe possible.
- Groupe : à structure anguleuse sur au moins les 15 cm supérieurs
- Sous-groupe : sols peu évolués d'apport alluvial
- Famille : sols issue de formations alluviales indifférenciées
- Situation : c'est le groupe le plus représentatif qui occupe la majorité des terres du périmètre.

b) Description des horizons

0-45 cm : Horizon sec-brun motteux très cohérent, assez poreux de texture ,fine argilo-limoneuse et de structure polyédrique fine racines moyennes et fines peu abondantes graviers et cailloux rares fentes de retrait large de 4 à 6 cm activité biologique faible présence de coquilles d'escargot effervescence Hcl faible et généralisé transition distincte.

45-90 cm : Horizon sec brun très cohérent et motteux fente de retrait assez poreux de texture fine argilo limoneuse et de structure polyédrique à tendance prismatique concrétions calcaire

Chapitre II : Ressources en sols-Ressource en eau

rare racine fine activité biologique faible effervescence Hcl faible et généralisée transition nette.

90-140 cm : Horizon sec brun clair très cohérent et durci peu poreux de texture fine argilo limoneuse et de structure prismatique avec de slikenode nodules et concrétions calcaires très abondantes graviers pas de racines effervescence Hcl forte transition nette +.

c) Analyse physico-chimique

Tableau II.3 Résultats des analyses physico-chimiques

Profondeur (cm)	0-30	30-50	50-140
GRANULOMETRIE**			
Argile %	38,53	47,55	32,95
Limon fin % :	36,52	28,16	52,6
Limon grossier % :	10,35	14	6,95
Sable fin % :	13,5	10	7,45
Sable grossier % :	1,1	0,3	0,5
MATIERES ORGANIQUES*			
Matières organiques % :	1,53	1,01	0,77
Carbone (C) ‰ :	8,9	5,9	4,5
Azote (N) ‰ :	0,92	0,6	0,42
Rapport C/N :	10	10	11
RESERVES MINERALES			
P ₂ O ₅ total ‰ :			
P ₂ O ₅ assimilable (ppm) :* :	64	47	30
CaCO ₃ total % :	12,2	13	14
CaCO ₃ actif % :* :			
K ₂ O total % :			
Gypse total % :			
BASES ECHANGEABLES**			
Ca ⁺⁺ (meq/100g)	9,1	18,8	10
	2,32	1,5	0,96
	13,5	8,7	5,6
	1,4	0,85	0,55
	10	10	10
T (NH ₄) (meq/100g)			
Na/T %			
CEC (meq/100g) :	11,07	21,41	15,06
SOLUTION DU SOL*			
% Saturation :			70
pH :	8	7,9	7,7
CE (millimohs/cm) :	0,5	0,7	3
CO ₃ H ⁻ (meq/l) :			0,3
SO ₄ ⁻ (meq/l) :			28,4
Cl ⁻ (meq/l) :			5,6
Ca ⁺⁺ (meq/l) :			13,8

Mg ⁺⁺ (meq/l) :			15,6
Na ⁺ (meq/l) :			4,2
K ⁺ (meq/l) :			0,1
CARACTERISTIQUES PHYSIQUES			
Densité réelle :***	2,56	2,47	2,48
Densité apparente :**	1,32	1,2	1,17
pF4,2***	17,23	19,89	20,73
pF3,0***	20,39	22,38	24,58
pF2,5***	26,14	27,54	31,1

Source : ANRH-constantine

Interprétations :

D'après le **tableau II.3** le sol est faible en matière organique en azote qui décroît selon la profondeur : MO : 1,53, N : 0,92. Le rapport C/N varie de 10-11 ce qui traduit une bonne minéralisation en surface et faible en profondeur.

Le PH est basique supérieur à 7 et varie de 7.7 à 8. Sol non salin avec une conductivité inférieure à 1 mmoh/cm. sol peu calcaire avec des teneurs en calcaire total qui varient de 12.2 à 14% et une texture fine argilo limoneuse dans tout le profil.

II.1.3.3. Les sols calcimagnésiques

Cette classe est subdivisé en deux groupes les carbonatés et les saturés. Ces sols se caractérisent par un profil constitué d'un horizon a humifère et parfois caillouteux de texture moyenne à légère, d'un horizon intermédiaire riche en calcaire (amas, nodules) reposant sur une accumulation calcaire continue rarement dure.

a) Profil N° 3

Classification :

- Classe : calcimagnésiques
- Sous classe : sols carbonatés
- Groupe : sols brun calcaire
- Sous-groupe : modal.
- Situation : Nord Est et Nord Ouest du périmètre.
- Géomorphologie : terrasse alluvionnaire.

b) Description morphologique

0-20 cm : Horizon sec brun gris cohérent et très compact motteux poreux de texture fine argilo limoneuse et de structure grume polyédrique fine squelette 5% formé de graviers anguleux chevelu dense de racines et radicelles activité biologique bonne transition nette régulière effervescence Hcl forte.

Chapitre II : Ressources en sols-Ressource en eau

20-40 cm : Horizon sec brun gris très cohérent compact et motteux assez poreux de texture fine argilo limoneuse et de structure polyédrique grossière peu de racines et de radicelles graviers 5% effervescence Hcl forte transition nette.

40-70 cm : Horizon sec blanchâtre compact assez friable de texture moyenne équilibrée et de structure grume polyédrique pas de racine quelques graviers anguleux effervescence HCl forte transition nette et distincte.

c) Analyse physico-chimique

Tableau II.4 Résultats des analyses physico-chimiques

Profondeur (cm)	0-20	20-55	55-95	>95
GRANULOMETRIE**				
Argile %	45,8	55,1	49,07	62,44
Limon fin % :	33,93	33,95	33,09	28,19
Limon grossier % :	16,03	8,65	11,95	2,8
Sable fin % :	4	2,3	4,25	4,7
Sable grossier % :	0,25	0	1,65	2,1
MATIERES ORGANIQUES*				
Matières organiques % :	1,99	1,48	1,32	0,69
Carbone (C) % :	11,6	8,6	7,7	4
Azote (N) % :	1,2	0,82	0,74	0,38
Rapport C/N :	10	10	10	10
RESERVES MINERALES				
P ₂ O ₅ total % :				
P ₂ O ₅ assimilable (ppm) :*	105	94	76	52
CaCO ₃ total % :				
CaCO ₃ actif % :*	12,4	12,1	11	11,1
K ₂ O total % :				
Gypse total % :				
BASES ECHANGEABLES**				
Ca ⁺⁺ (meq/100g)	10,2	6,8	19,3	11,1
Mg ⁺⁺ (meq/100g)	3,8	4,6	5,1	2,6
K ⁺ (meq/100g)	0,52	0,53	0,24	0,99
Na ⁺ (meq/100g)	0,05	0,2	0,27	0,02
S				
T (NH ₄) (meq/100g)				
Na/T : (%)				
CEC (meq/100g) :	14,57	12,13	24,81	14,71
SOLUTION DU SOL*				
% Saturation :	8	8,2	8,2	
pH :	0,2	0,2	0,4	
CE (millimohs/cm) :				
CO ₃ H ⁻ (meq/l) :				
SO ₄ ⁻ (meq/l) :				
Cl ⁻ (meq/l) :				

Chapitre II : Ressources en sols-Ressource en eau

Ca ⁺⁺ (meq/l) :				
Mg ⁺⁺ (meq/l) :				
Na ⁺ (meq/l) :				
K ⁺ (meq/l) :				
CARACTERISTIQUES PHYSIQUES				
Densité réelle :***	2,53	2,35	2,51	2,46
Densité apparente :**	1,28	1,22	1,25	1,22
pF4,2***	20,63	22,95	24,05	26,57
pF3,0***	25,51	30,61	33,01	34,55
pF2,5***	31,96	34,61	37,13	39,23

Source : ANRH-constantine

Interprétations :

D'après le **tableau II.4** le sol est pauvre en matière organique et en azote, avec un rapport C/N =10 qui traduit une bonne minéralisation de la matière organique dans le sol, très peu pourvu en calcaire total, PH basique qui varie peu tamponné (PH=7,9), une conductivité électrique est inférieure à 1 mmoh/cm et une texture fine limono argileuse à argilo limoneuse.

II.1.3.4 : Perméabilité:

La perméabilité c'est la faculté qu'à un sol à laisser circuler l'eau plus ou moins facilement ou définie par sa vitesse d'infiltration qui est la quantité maximale d'eau qui peut traverser le sol dans un temps donné; on l'exprime en général en mm/h.

On peut définir en fonction de la valeur de K exprimée suivant diverses unités différentes classes de perméabilité.

Tableau II.5:Différentes classes de perméabilité

Type du sol	Vitesse d'infiltration k			
	cm/s	mm/h	m/s	m/j
Sols imperméables	10 ⁻⁵	0.36	10 ⁻⁷	0.00864
Sols peu perméables	10 ⁻⁴	3.6	10 ⁻⁶	0.0864
Sols moyennement perméables	10 ⁻³	36	10 ⁻⁵	0.864
Sols perméables	10 ⁻²	360	10 ⁻⁴	8.64
Sols très perméables	>10 ⁻²	>360	>10 ⁻⁴	>8.64

Tableau II.6:Nature du sol et sa valeur de K

Nature de sol	K (mm/h)
Très argileux	<1,2
Argileux	1.2 à 1.5
Limoneux	5 à 20
Limono-Sableux	60 à 120
Sableux	120 à 250
Sables grossiers	250 à 1000

D'après le tableau précédent, on voit donc que la perméabilité d'un sol dépend beaucoup de sa texture.

Les sols à texture fine étant les moins perméables; mais pour un sol donner la perméabilité dépend également de sa structure

La valeur de **3.2 mm / h** est représentative des sols moyennement favorables couvre la plus importante surface de notre périmètre.

II.1.4 L'aptitude culturale

La mise en valeur des sols du périmètre par des cultures irriguées doit répondre à l'adéquation entre les caractéristiques intrinsèques du sol et les exigences des cultures à mettre en place à savoir :

- ✓ De la profondeur du sol.
- ✓ De la texture.
- ✓ De la structure.
- ✓ Du calcaire et du ph.
- ✓ De l'hydromorphie et autre

- **Arboriculture**

De façon générale, les sols présentent de bonnes aptitudes pour les espèces : les agrumes, l'olivier, la vigne, ou l'abricotier. Certains sols présentent des aptitudes moyennes pour l'arboriculture fruitière irriguée tels que le pommier, poirier.

- **Cultures industrielles**

Les cultures industrielles peuvent être introduites dans le périmètre étudié, en particulier la tomate industrielle et la betterave sucrière, dont les sols présentent de bonnes aptitudes culturales.

- **Cultures céréalières et fourragères :**

Les cultures céréalières (blé, orge) peuvent être cultivées dans le périmètre sans contraintes ou restrictions en irriguée ou en sec. Les cultures fourragères deviennent possibles en irrigation, à introduire dans la région, car elles permettent de développer l'élevage (vocation de la région) et leurs résidus végétaux constitueront des amendements qui contribueront à l'amélioration de la majorité des sols à texture fine et très fine et de structure défavorable.

Les sols présentent de bonnes aptitudes à moyennes pour les cultures suivantes : le blé, l'orge, la luzerne, le bersim et le Sorgho.

- **Cultures maraichères :**

Cette liste concerne les cultures en extension ; les cultures sous serres comme pratiquées dans la région peuvent avoir des aptitudes meilleures qui dépendent de la qualité du sol apporté et de la conduite de la spéculacion. Les sols ne présentent aucune restrictions pour les cultures telles que : la tomate, la pomme de terre, la carotte, le navet, le chou-fleur, les cucurbitacées, le piment, le poivron, l'ognon et l'ail.

Légumineuses :

Leur irrigation permet une augmentation des rendements, car elles permettent l'enrichissement des sols en azote, l'améliorent de la structure du sol et de développer l'élevage (vocation de la région). De plus, leurs résidus végétaux constitueront des amendements qui contribueront à l'amélioration des sols à texture fine et de structure défavorable.

II.2 Ressources en eau

Avant d'entamer une étude d'aménagement hydro-agricole, il est indispensable de localiser et de quantifier l'eau nécessaire à l'irrigation. Pour cela on va présenter les ressources en eau qui peuvent alimenter notre zone d'étude.

Il est à noter que deux types de sources en eau sont généralement utilisés : les ressources en eau superficielles, et les ressources en eau souterraines.

II.2.1 Alimentation en eau du périmètre de boumahra

La wilaya de Guelma est une wilaya à vocation agricole. Cependant, vu le caractère semi-aride de la région, on doit noter la faible mobilisation des ressources en eau superficielles. De ce fait, l'irrigation dans cette région est basée essentiellement sur les eaux souterraines.

En utilisant un forage qui se situe dans le périmètre avec les caractéristiques suivantes :

Tableau II.7 Caractéristique du forage

Forage	Altitude(m)	Niveau statique (m)	Niveau dynamique (m)	Débit de forage (L/s)
F	164.56	-21.4	-25	15

Source : BET MEBARKI

II.2.2 Qualité des eaux d'irrigation

La qualité de l'eau utilisée pour l'irrigation est un paramètre essentiel pour le rendement des cultures. La convenance d'une eau à l'irrigation est jugée selon certains éléments qui caractérisent celle-ci du point de vue qualité. Ces éléments qui permettent aussi de classer les eaux d'irrigations sont :

- La quantité totale de sels dissous dans l'eau
- La proportion de sodium par rapport aux autres cations (risque d'alcalinisation).
- Les anions associés
- La présence éventuelle d'éléments toxiques dans une eau

L'appréciation de la qualité de l'eau pour l'irrigation nécessite la connaissance de la salinité de l'eau en premier lieu du SAR (Sodium-Absorption-Rapport)

La qualité de l'eau d'irrigation peut être mieux déterminée par une analyse physico-chimique au laboratoire de l'ANRH. Les facteurs les plus importants pour déterminer la qualité requise de l'eau en irrigation sont représentés dans le tableau suivant :

Chapitre II : Ressources en sols-Ressource en eau

Tableau II.8: Résultats des analyses de forage Boumahra guelma.

Désignation	Commune		Paramètres													
			Cl ₂	T°	PH	Cond	Tur	TAC	TH	Ca ²⁺	Mg ²⁺	Na ⁺	M.O	Cl ⁻	SO ₄ ²⁻	NO ₃ ⁻
			mg/l	°C	(Intervalle)	µs/cm	NTU	°F	°F	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
forage ferme Agricole	boumahra															
		Valeur Min	0.0	11.1	7.6	603.0	0.1	25.0	29.5	92.8	15.1	90	1.5	124.3	66.5	24.9
		Valeur Max	0.6	27.1	8.2	798.0	25.1	25.0	29.5	92.8	15.1	90	1.5	124.3	66.5	24.9
		Valeur moyenne	0.1	20.3	7.9	690.6	1.9	25.0	29.5	92.8	15.1	90	1.5	124.3	66.5	24.9

source de données : BET
MEBARKI

Interprétations :

Les valeurs observées montrent que ces eaux ont une conductivité électrique et un PH élevé, Mg^{2+} présente une valeur importante de 15.1 mg/l, on a $Cl^{-} = 124.3mg/l$, $Na^{+} = 90 mg/l$ Pour ce qui est des nitrates et le phosphates ont des concentrations inférieures aux seuils de toxicité, le potassium présente à des faible concertations.

II.2.3 Le S.A.R (le pourcentage inchangeable de sodium)

Le danger d'alcalinisation est exprimé par la valeur du SAR, l'index utilisé est le rapport d'adsorption du sodium qui exprime l'activité relative des ions de sodium dans les réactions d'échange dans les sols. Cet indice mesure la concentration relative du sodium par rapport au calcium et au magnésium.

Le SAR est défini par l'équation suivante :

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

Tableau II.9 : Le risque du SAR dans l'eau d'irrigation.

Le risque du SAR dans l'eau d'irrigation		
	SAR	Notes
Nul	< 3.0	Pas de restriction sur l'utilisation d'eau
Léger à modéré	3.0 - 9.0	Entre 3 et 6, une attention particulière doit être portée sur les récoltes sensibles. Entre 6 et 8 du gypse doit être utilisé. Récoltes non sensibles. Des échantillons de sol doivent être prélevés et examinés tout les 1 ou 2 jours pour déterminer s'il y a une augmentation des teneurs en Sodium.
Elevé	> 9.0	Domage sévère.

On a : $[Ca^{2+}] = 1.16\text{meq/l}$ $[Mg^{2+}] = 0.31 \text{ meq/l}$ $[Na^{+}] = 3.91 \text{ meq/l}$

Après on calcule le $SAR = \frac{Na^{+}}{\sqrt{\frac{Mg^{++}+Ca^{++}}{2}}} = 4.56$ alors le risque est faible.

II.2.4 Conductivité électrique de l'eau

Elle permet d'évaluer rapidement mais très approximativement le degré de minéralisation globale des eaux. Elle a été réalisée sur le terrain et au laboratoire à l'aide d'un conductivimètre, C'est un paramètre physique très important, son unité est le dS/m (Décimens par mètre).

Tableau II.10 : La conductivité électrique d'eaux d'irrigation.

Conductivité électrique CE (mmhos/cm) à 25°C	Qualité des eaux
$CE \leq 0,25$	Eau de risque faible (salinité)
$0,25 < CE \leq 0,75$	Eau de risque moyen
$0,75 < CE \leq 2,25$	Eau de risque élevé
$CE > 2,25$	Eau de risque très élevé

L'eau de notre moyen Forage a une conductivité électrique moyenne $CE = 0.69$ mmhos/cm, donc : **Eau de risque moyen**

II.2.5 Classification des eaux d'irrigation

La qualité de l'eau d'irrigation est appréciée en utilisant le diagramme de classification des eaux de l'U.S.S.L (1954), c'est un tableau à double entrée, avec les conductivités en abscisses et des SAR en ordonnées. Cependant, le diagramme proposé a été modifié par l'addition d'une 5ème classe d'après la conductivité électrique (Durand, 1958).

D'après les résultats du calcul : $SAR \leq 9$: Risque faible

$0,25 < CE \leq 0.75$: Eau de risque moyen

Le rapport des résultats sur ce diagramme (**Cf fig II.1**) montre que l'eau d'irrigation appartient à la classe **C2 S1**

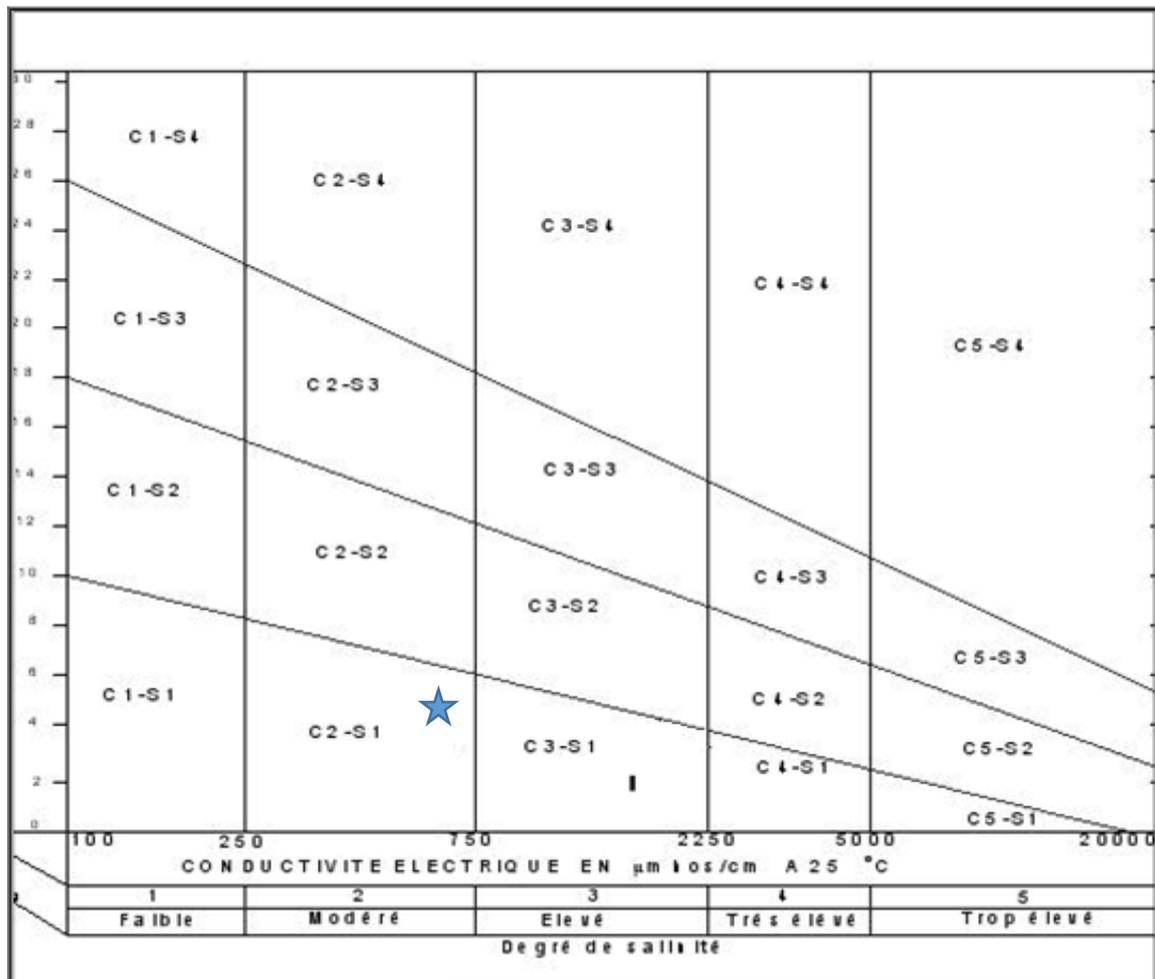


Figure II.1 Diagramme de classification des eaux d'irrigation

II.3. Hydrologie

L'hydrologie est la science de la terre qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est-à-dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol.

Au titre des échanges entre l'atmosphère et la surface terrestre, l'hydrologie s'intéresse aux précipitations (pluie et neige), à la transpiration des végétaux et à l'évaporation directe de la couche terrestre superficielle.

L'étude hydrologique est nécessaire dans les projets d'irrigation, elle permet de déterminer les pluies de fréquences données, qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydroagricole,

Tels que :

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

II.3.1 Répartition de la pluie moyenne annuelle

La précipitation est un facteur climatique très important, elle nous permet de connaître la Période ou les cultures ont besoin d'être irriguée ou pas. Les observations des précipitations moyennes mensuelles et annuelles de la station Pluviométrique d'Héliopolis (la période 1985-2012) sont résumées dans le tableau **II.11**

Tableau II.11 précipitation moyenne annuelle et mensuelle de la station de Héliopolice (1985-2012)

Chapitre II : Ressources en sols-Ressource en eau

Ans	sept	oct	nov	dec	jan	Fev	mars	avr	may	juin	juil	août	total
1985	41,7	59,5	11	16,4	128,4	39,6	75,8	42,4	14,3	8,1	0	2,8	440
1986	34,3	102,1	114,2	161,7	74,4	137,4	79,3	44	93,8	0,6	27	2,5	871,3
1987	3,2	15	60,4	16,2	80,2	37,6	50,3	11,1	42,7	65,4	0	0,3	382,4
1988	28,2	4,7	46,2	137,8	34	76	66,5	53,8	7	28,5	36,9	25,6	545,2
1989	26,2	63,1	37,9	64,7	114,6	1,6	27	39,9	71,4	20,7	0,7	12,2	480
1990	4	17	87	176,1	73,2	61,3	119	58,7	59,1	28,8	0,2	8,1	692,5
1991	184	108,8	33,1	26,5	42,2	61,3	58,2	187,2	86,7	15,9	24,2	2	664,5
1992	0	28	199,4	161,4	38,9	43,7	39,15	20,5	74,4	7,6	2,9	0,8	616,7
1993	23,8	28,9	7,5	131	77,1	99,2	5	69,6	5	0	0	1,5	448,6
1994	26,1	47,7	23,8	61,8	220,2	9,2	98,8	32,2	3,7	26,9	2	5,4	557,8
1995	87,6	25	38,4	36,6	99,1	212,7	65,1	83,2	27,9	7,2	8,9	5,5	697,2
1996	13,6	16,1	14,3	4,8	58,3	26,6	20,9	46,5	11	19,9	0	25,3	257,3
1997	91,7	114,2	121,2	113	59,5	49,9	32,5	52,3	77,7	4,8	0	45,8	762,6
1998	46,8	25,8	184,5	58,2	98,3	75,3	87,2	41,9	34,4	5,9	1,7	0	660
1999	34,1	13,9	81,1	102,4	50,4	16,7	28,6	28,3	106,9	18,7	0	26,6	507,7
2000	35,3	56,8	15,5	46,9	151	46,8	31,1	63,9	29,7	0	0	0	477
2001	70,9	1,3	30,5	36,7	39,2	72,9	13,6	38,6	6,5	0	5	26,2	341,4
2002	16,3	28,6	137,3	107,9	214,5	72,1	10,9	176,3	27,1	0	0	0	791
2003	66,2	48,5	18,7	248,6	104,3	10,6	68,5	93	83,9	70,5	0	0	812,8
2004	38	24,9	200,1	161,7	88,3	118,3	62,1	85,2	6,3	35,7	11	3,9	835,5
2005	11,9	17,2	16,9	198,3	139,2	106,4	42,4	21	41	5,9	3,2	22,4	625,8
2006	38,3	7	32,7	107,5	34,1	53,2	207,6	68,2	14,7	30	1,9	2,9	598,1
2007	49,5	79,2	66,3	97,7	13,7	9,8	99,7	60,3	39,6	2	3,6	6,8	528,2
2008	31,7	25,3	64,17	46,7	167,9	71,7	89,2	112,9	94,1	0	1,4	0	705,1
2009	101,9	63,4	13,8	90,9	87,7	20,9	56,2	42	38,3	24	0	12,4	551,5
2010	16	61,2	126,1	43,4	25,8	147,8	71,1	63	68,7	32,1	0	0,8	656
2011	33,6	49,8	642	90,9	57,1	156,2	103,1	64,3	4,7	17,2	4,6	25,4	671,1
2012	23	46,2	20,3	39,7	58,5	90	31,3	68,2	14,7	30	1,9	2,9	426,7
moy	42,06786	42,11429	87,29893	92,33929	86,78929	68,74286	62,14821	63,16071	42,33214	18,08571	4,896429	9,575	593

Source (Anrh alger).

Interprétation

D'après les données enregistrées dans ce tableau pendant la période (1985 –2012), On remarque une irrégularité dans la répartition des précipitations et aussi une variabilité mensuelle et annuelle.

Ces pluies sont nettement insuffisantes pour les mois de juin, juillet et août, la moyenne annuelle des précipitations est de 593 mm.

II.3.2 Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique

« Qu'est que l'homogénéisation des données? Pour répondre à cette question qui n'est pas aussi simple que l'on ne croit, il faut saisir et mesurer l'importance des dégâts que l'on peut avoir suite à une information fautive. Pour dimensionner un ouvrage hydrotechnique et à ce là, il faut revenir et se poser la question au fait à partir de quelle information de base suis-je parti pour faire mes calculs, est-elle fiable? Tout le problème est là.

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente. » (extrait du livre : Manuel pratique d'hydrologie .Prof :Touaibia Bénina).

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon. La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique par cette méthode repose sur le procédé suivant:

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

Représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement $N_1 > N_2$

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

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

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

Avec :

$$W_x = |\text{Rang}|_x$$

W_x : Somme des rangs de sous-séries.

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

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

Les résultats du test de Wilcoxon sont détaillés comme suit :

Tableau II.12: Test d'homogénéité.

RANG	Série d'origine	X	Y	Trie	X union Y
1	440	660	440	871.23	Y
2	871.23	507.7	871.23	835.5	X
3	382.4	477	382.4	812.8	X
4	545.2	341.4	545.2	791	X
5	480	791	480	762.6	Y
6	692.5	812.8	692.5	705.1	X
7	664.5	835.5	664.5	697.2	Y
8	616.7	625.8	616.7	692.5	Y
9	448.6	598.1	448.6	671.1	X
10	557.8	528.2	557.8	664.5	Y
11	697.2	705.1	697.2	660	X
12	257.3	551.5	257.3	656	X
13	762.6	656	762.6	625.8	X
14	660	671.1		616.7	Y
15	507.7	426.7		598.1	X
16	477			557.8	Y
17	341.4			551.5	X
18	791			545.2	Y
19	812.8			528.2	X
20	835.5			507.7	X
21	625.8			480	Y
22	598.1			477	X
23	528.2			448.6	Y
24	705.1			440	Y
25	551.5			426.7	X
26	656			382.4	Y
27	671.1			341.4	X
28	426.7			257.3	Y

➤ A la fin des calculs on obtient :

$$W_x = 205 ; \quad W_{\min} = 174.45 ; \quad W_{\max} = 260.55$$

Donc $174.45 < W_x < 260.55$

La condition de **M^r Wilcoxon** est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelle de la station d'**Heliopolice** est homogène.

II.3.3 Ajustement statistique des pluies

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

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

II.3.4 Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale

Le procédé de calcul consiste à:

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

- Variable réduite de gauss : $U = \frac{X - \bar{X}}{\delta}$
- Calcul des caractéristiques empirique de loi (\bar{X} ; δ ; C_v ; $CS=0$).

- Calculer le coefficient de variation : $C_v = \frac{\delta}{\bar{X}}$
- L'équation de la droite de Henry sur papier de probabilité gaussien:

$$XP\% = \bar{X} + \delta * U_{p\%}$$

Avec : $XP\%$: précipitation de probabilité $P\%$.

$U_{p\%}$: variable réduit de Gauss.

\bar{X} : Moyenne arithmétique.

δ : Écart type

II.3.5 Ajustement à la loi log-normale (Galton)

L'ajustement par la loi log-normale se fait comme suit :

-Les données statistiques des pluies sont rapportées à une autre échelle à savoir l'échelle du log normale.

Nous avons l'équation de la droite de Galton qui s'écrit comme suit :

$$\text{Ln}(X_p \%) = \overline{\text{Ln}(\mathbf{X})} + \delta \text{Ln} * U_p \%$$

$X_p\%$: précipitation probable à P%.

$\overline{\text{Ln}(\mathbf{X})}$: Moyenne arithmétique du log des précipitations observées.

δLn : la variance calculée pour les précipitations observées sous l'échelle logarithmique sa formule s'écrit comme suit :

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

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

$U_p\%$: variable réduite de Gauss.

II.3.6 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 le plus employé, est le test du Khi carré (χ^2).

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

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

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

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

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} \text{ et } \lambda = K - 1 - P$$

Avec :

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

On calcule χ^2 , en fonction du nombre de degré de liberté γ :

On détermine χ^2 théorique sur la table de Pearson :

La loi est adéquate pour un risque α si et seulement si : $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$

Pour les calculs nous avons utilisé le logiciel HYFRAN.

Tableau II.13: Test de validité des deux ajustements

Loi normale ($\alpha=0.05$)	Loi log normale ($\alpha=0.05$)
$\chi^2_{\text{calculé}} = 2$	$\chi^2_{\text{calculé}} = 2.5$
Degré de liberté $\gamma=4$.	Degré de liberté $\gamma=4$.
$\chi^2_{\text{théorique}} = 6.73$	

D'après le tableau **II.13**, on voit nettement que les pluies annuelles de notre station s'ajustent mieux à la loi Normale. Les quantiles extrapolés pour des périodes de retour allant de 1.25 à 10 ans sont comme suit :

Tableau II.14 : Résultat d'ajustement de la loi normal

T	q	Xt	écart type	intervalle de confiance (95%)
10	0.9	791	39.7	713-868
5	0.8	723	34.1	656-790
2	0.5	593	29.1	536-650
1.25	0.2	463	34.1	396-530

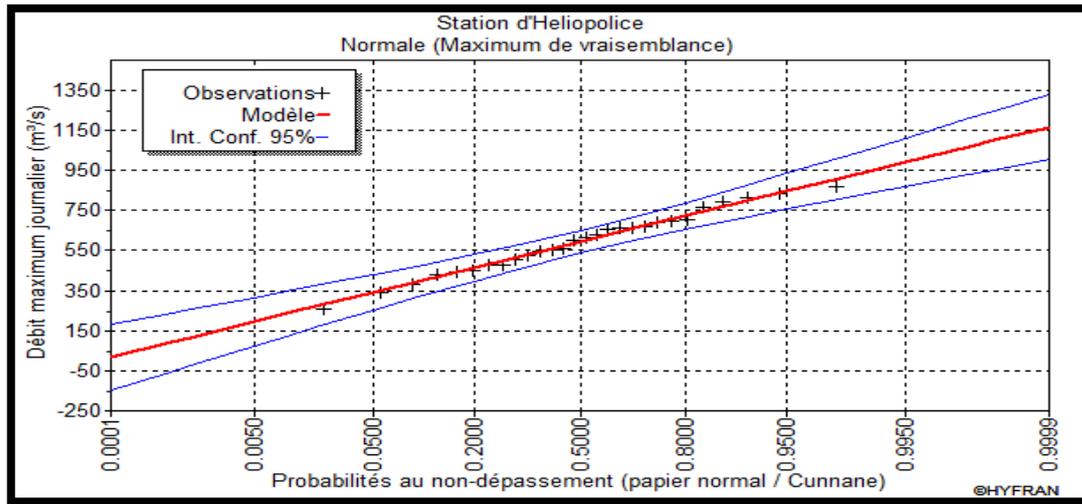


Figure II.2: Ajustement à loi de Gauss

Tableau II.15 : Résultat d'ajustement de la loi log normale

T	q	Xt	écart type	intervalle de confiance (95%)
10	0.9	829	60.9	706-945
5	0.8	728	46.1	637-818
2	0.5	572	31	511-632
1.25	0.2	449	28.5	393-505

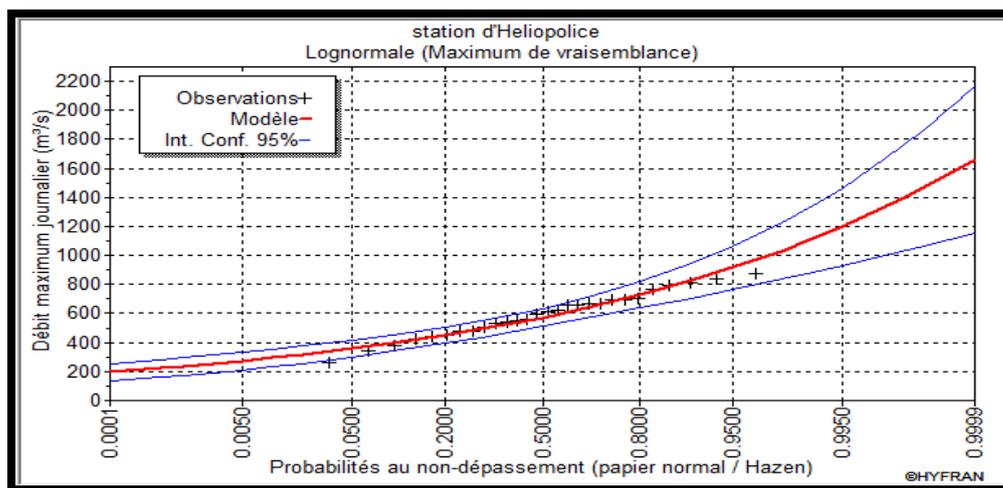


Figure II.3: Ajustement à loi log normale

II.3.7 Détermination de l'année de calcul

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

Tableau II.15 : Résultat d'ajustement de la loi normale

T	q	Xt	écart type	intervalle de confiance (95%)
10	0.9	791	39.7	713-868
5	0.8	723	34.1	656-790
2	0.5	593	29.1	536-650
1.25	0.2	463	34.1	396-530

➤ L'estimation de l'année sèche de fréquence 80%; on utilise la formule suivante :

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

$P_{\text{théorique}} \text{ de } 50\% = 593\text{mm}$

$P_{\text{théorique}} \text{ de } 80\% = 463\text{mm};$

➤ On déduit : $P_{\text{moy}80\%} = 0.78 * P_{\text{moy-mensuelle}}$

Les résultats se trouvent dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.16 : pluviométrie moyenne pour chaque mois en (mm)

Mois	sep	Oct	nov	Dec	jan	fev	mars	Avr	Mai	juin	Juillet	Aout
P(mm)	34.93	50.39	63.47	87.75	85	73.02	69.03	61.41	40.12	17.27	4.22	8.4
$P_{\text{moy}} \text{ } 80\% \text{ (mm)}$	27.24	39.3	49.5	68.44	66.3	56.95	53.84	47.89	31.29	13.47	3.29	6.55

II.4. Conclusion

En analysant cette eau on a obtenu qu'elle est de classe C2S1 ; et à partir de l'ajustement statistique effectué aux séries pluviométriques mensuelles, on a constaté que la loi normal est la plus adaptée.

Chapitre III

Calcul des besoins en eau des cultures

III.1 Introduction

Il est nécessaire d'évaluer les besoins en eau d'une culture, afin de déterminer les volumes d'eau à apporter par l'irrigation au cours de la saison de croissance en se basant sur information définies dans les chapitres précédents tels que : les conditions climatiques, systèmes agronomiques, l'intensité culturale, potentialités des sols.

III.2 Besoins en eau des cultures

Selon la FAO ("Food and Agriculture Organization"), les besoins en eau des cultures peuvent être définis comme étant la dose apportée aux cultures dans des moments propices, afin de mettre celles-ci dans les meilleures conditions d'humidité requises, pour obtenir son rendement maximal.

III.2.1 Calcul de l'évapotranspiration

L'évaluation des besoins en eau du périmètre est basée sur la détermination des besoins en eau de chaque culture retenue dans le calendrier agronomique, pour cela il faut déterminer l'évapotranspiration potentielle ou de référence (ET_0).

III.2.2 Calcul de l'évapotranspiration potentielle de référence (ET_0)

L'Évapotranspiration Potentielle (ETP) est définie comme « *l'évapotranspiration maximale d'un gazon ras couvrant complètement le sol, bien alimenté en eau, en phase active de croissance et situé au sein d'une parcelle suffisamment étendue* » (Perrier, 1977).

Et comme l'ETp ne dépend que d'une culture particulière où sont réalisées des mesures directes météorologiques complexes, donc il est préférable de se diriger vers les mesures indirectes qui utilisent des formules empiriques pour estimer l'Etp.

Pour estimer l'évapotranspiration de référence on se base sur des méthodes indirectes, utilisant des formules empiriques en s'appuyant sur des variables climatiques.

Il existe plusieurs formules de calcul dont les principales sont :

- Formule de Turc (1960).
- Formule de Thornthwaite (1955).
- Formule de Blaney-Criddle (1959).
- Formule de Penman ou Formule de Bilan d'énergie (1948).

-Méthode de Doorenbos et Pruitt (1977) dans le cadre de la FAO.

-Formule de Bouchet

Parmi ces méthodes, celle de PENMAN-MONTEITH est recommandée par la FAO comme modèle de référence du fait de sa performance sous différentes conditions climatiques. Cependant l'application de cette méthode peut être difficile dans certains pays, surtout ceux en voie de développement, où l'accès aux données climatiques est parfois limité. L'une des alternatives est alors d'utiliser des méthodes intégrant moins de variables climatiques c'est la méthode de Penman-Monteith (modifiée).

Formule Modifiée de Penman_Monteith

La formule la plus employée aujourd'hui est la formule de Penman-Monteith modifiée :

$$ET_0 = \frac{0.408\Delta(Rn-G) + \gamma \frac{C_{ste}}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1+0.34u_2)} \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec:

ET₀ : évapotranspiration de référence [mm jour⁻¹],

R_n : rayonnement net à la surface de la culture [MJ m⁻² jour⁻¹],

G : densité de flux de chaleur dans le sol [MJ m⁻² jour⁻¹],

T : température journalière moyenne de l'air à une hauteur de 2 m [°C]

u₂ : vitesse du vent à une hauteur de 2 m [m s⁻¹],

e_s : pression de vapeur saturante [kPa],

e_a : pression de vapeur réelle [kPa],

e_s-e_a : déficit de pression de vapeur saturante [kPa],

D : pente de la courbe de pression de vapeur saturante [kPa °C⁻¹],

g : constante psychrométrique [kPa °C⁻¹].

En se basant sur cette formule de Penman - Monteith modifiée, la FAO a mis au point en 1992 le logiciel CROPWAT qui est un logiciel d'aide à la gestion de l'irrigation. Alors on va l'utiliser pour calculer l'ET₀ afin d'estimer des besoins en eau des cultures et des quantités d'eau d'irrigation. En introduisant les données climatologiques citées dans le chapitre I.

- Les températures moyennes en degré Celsius.

- L'humidité relative de l'air exprimé en (%)

Chapitre III : Besoin en eau des cultures

- L'insolation journalière en heure
- La vitesse du vent en m /s

Les résultats de l'évapotranspiration de référence ET_0 calculés à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0 pour la station de Skikda sont récapitulés dans le tableau ci-après.

Tableau III.1 : Calcul de l'évapotranspiration de référence à l'aide de CROPWAT 8.0

Pays : Algérie		Station : Heliopolice					
Altitude : 230m.		Latitude : 36.30 °N		Longitude : 7.25°E			
Mois	Temps min °C	Temps max °C	Humidité %	Vent m/s	Insol heures	Radiation MJ/m ² .jour	ET ₀ -penman mm/mois
Janvier	5.1	15.9	78	2	6.2	9.9	42.47
Février	4.6	16.8	71	2.2	6	11.9	54.58
Mars	6.2	19.7	66	2.4	7.9	17	92.16
Avril	7.8	21.8	64	2	8.1	20	107.93
Mai	12	27.1	57	2.1	9.3	23.3	152.06
Juin	16.3	32.7	48	1.8	10.5	25.5	181.3
Juillet	18.4	35.8	42	1.9	11	25.9	209.18
Août	20	36.3	46	2.1	10.5	23.8	204.82
Septembre	17.3	31	58	2	7.1	16.8	135.1
Octobre	13.8	27.3	64	2.2	7.5	14.3	107.14
Novembre	9.3	20.3	72	2.1	7.2	11.3	60.99
Décembre	6.5	16.8	78	2.5	6	9	44.83
Moy.	11.4	25.1	62	2.1	8.1	17.4	116.04

III.2.3 Calcul de l'évapotranspiration maximale ETM

L'évapotranspiration maximale d'une culture est « la quantité maximale d'eau qu'elle est susceptible d'évaporer lorsqu'elle est placée dans de bonnes conditions d'alimentation hydrique et pour un sol proche de la capacité au champ. Elle dépend de la couverture du sol par la culture et de son état physiologique» (Perrier, 1977). Elle fait alors intervenir les coefficients culturaux qui retranscrivent les particularités de chaque type de plante à un stade développement donné.

L'évapotranspiration maximale (ETM) est mesurée comme suit :

$$ETM = K_c \cdot ET_0 \quad \dots\dots\dots(III.2)$$

III.2.4 Coefficients culturaux (K c)

Les valeurs du coefficient cultural (Kc) de chaque culture ont été ressorties, en fonction du stade végétatif de la plante ; de la force du vent et de la valeur moyenne de l'humidité moyenne minimale de l'air régnant au niveau de notre périmètre d'étude, à partir du bulletin « irrigation et drainage », F.A.O N°24.

III.3 Besoins en eau d'irrigation

Par définition le bilan hydrique d'une culture donnée est la différence entre d'une part les besoins en eau des cultures tels que déterminés par le climat et les caractéristiques végétales (ETM) et d'autre part la somme des apports effectifs des précipitations.

La consommation d'eau pour l'irrigation est définie comme étant le volume d'eau nécessaire pour compenser le déficit entre d'une part l'évaporation potentielle et d'autre part les pluies efficaces pendant la période de croissance des cultures et le changement dans la teneur en eau du sol. Elle varie considérablement en fonction des conditions climatiques, des saisons, des cultures et des types de sol. Pour un mois donné, le bilan hydrique des cultures peut s'exprimer comme suit:

$$B_i = ETM - (P_{eff} + K \cdot RFU_{i-1}) \quad \dots\dots\dots (III.3)$$

ETM : évapotranspiration potentielle de référence en (mm/mois)

P_{eff} : pluie efficace en mm

RFU : Réserve du sol assimilée à la réserve facilement utilisable disponible au début de la période, **K** est un coefficient généralement égal à 1/2 ou 1/3.

→ L'irrigation est faite lorsque **Bi (bilan hydrique) > 0**

III.3.1 Calcul de la pluie efficace [1]

Pour tenir compte des pertes, il faut calculer la précipitation efficace, définie comme étant la fraction des précipitations contribuant effectivement à la satisfaction des besoins de l'évapotranspiration de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface et par percolation en profondeur.

La pluie efficace, P_{eff} , représente la fraction des précipitations qui est effectivement utilisée par la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface et par percolation profonde. Différentes méthodes pour le choix de P_{eff} ont été développées, chacune prenant en compte le climat de la région où doivent s'effectuer les mesures.

- La première formule propose un pourcentage fixe :

$$P_{eff} = A * P_{moy}$$

Dans laquelle A est une fraction donnée par l'utilisateur. En général, A est compris entre 0.7 et 0.9.

- La deuxième formule a été développée à partir de données provenant de zones arides et semi-arides :

$$P_{eff} = 0.6 * P_{moy} - 10 \quad \text{pour } P_{moy} < 70 \text{ mm/mois}$$

$$P_{eff} = 0.8 * P_{moy} - 25 \quad \text{pour } P_{moy} > 70 \text{ mm/mois}$$

- La troisième est une formule empirique développée localement. Les coefficients utilisés sont déterminés à partir d'une analyse des données climatiques locales:

$$P_{eff} = A * P_{moy} + B \quad \text{pour } P_{moy} < x \text{ mm/mois}$$

$$P_{eff} = C * P_{moy} + D \quad \text{pour } P_{moy} > x \text{ mm/mois}$$

- La quatrième formule a été mise au point par le département américain de l'agriculture (USDA) :

Chapitre III : Besoin en eau des cultures

$$Pe_{\text{eff}} = P_{\text{moy}} * (1 - 0.2 * P_{\text{moy}} / 125) \quad \text{pour } P_{\text{moy}} < 250 \text{ mm/mois}$$

$$Pe_{\text{eff}} = 125 + 0.1 * P_{\text{moy}} \quad \text{pour } P_{\text{moy}} > 250 \text{ mm/mois}$$

Donc dans notre cas la pluie efficace est estimée comme suit :

Pluie efficace (Pe_{eff}) = 80 % de la pluie moyenne mensuelle de 80%.

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

Tableau III.2 : Précipitation efficace dans la zone d'étude.

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr	Mai.	Jui.	Juil.	Aoû.
Pmoy 80% (mm)	27.24	39.3	49.5	68.44	66.3	56.95	53.84	47.89	31.29	13.47	3.29	6.55
Pe_{eff} (mm)	21.79	31.44	39.6	54.75	53.04	45.56	43.07	38.31	25.03	10.77	2.63	5.24

III.3.2 Choix des cultures

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

- Les conditions climatiques de la région étudiée.
- La qualité et disponibilité de l'eau d'irrigation.
- L'aptitude culturale des sols basée sur l'étude pédologique.
- Des disponibilités des moyens de production.
- De la demande commerciale traduisant les profils des agriculteurs.

Choisir le maximum de cultures (familles et espèces) qui correspondent le mieux aux réalités des exploitations agricoles.

➤ Les cultures céréalières et fourragères

Deux espèces céréalières ont été retenues dans la nomenclature des plantes que nous proposons : le blé et l'orge en vert. Pour les cultures fourragères nous retiendrons deux spéculations : il s'agit de la vesce avoine, et de la luzerne.

➤ Les cultures maraîchères

Chapitre III : Besoin en eau des cultures

Les cultures maraîchères présentent la principale production du périmètre. Les cultures maraîchères retenues sont : la tomate , l'oignon, et l'ail, l'haricot, et le poivron.

➤ L'arboriculture

Etant donnée la nature du sol représentée par les sols peu évolués, l'olivier a été retenu, ceci vu les contraintes pédologiques et édaphiques.

III.3.3 Répartition des surfaces en fonction de l'assolement proposé :

Nous avons pris en considération un assolement biennal, nous avons tenu compte :

- De la vocation agro-alimentaire de la région.
- Du choix des services agricoles de la wilaya qui tendent vers la diversification et l'intensification des cultures pratiquées dans la région. L'assolement proposé est comme suit :

Tableau III.3: L'assolement biennal des cultures en plein champ en irriguées

Assolement1		Assolement2	
Culture	Superficie (Ha)	Culture	Superficie (Ha)
Blé – Avoine	67.88	Orge en vert	67.88
Luzerne	10.6	haricot	10.6
Ail + Oignon vert	28.38	Tomate (s)	28.38
Pomme de terre a/s	31.1	Oignon (s)	31.1
Poivron	23.65	Petit pois	23.65
Olivier	18.39	Olivier	18.39
Total	180	Total	180

N/B : (s) : saison

a/s : arrière-saison

III.3.4.1 Réserve facilement utilisable (RFU):

La définition de la RFU est très importante car elle équivaut, en gros, à la quantité d'eau maximale qui peut être apportée dans un sol irrigué puisque c'est la quantité maximale d'eau que le sol peut stockée. Elle correspond donc à la dose qui est apportée lors d'un arrosage.

La RFU est calculée comme suit :

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

Avec :

H_{cc} : humidité à la capacité au champ (27%);

H_{pf} : humidité au point de flétrissement (16%);

Y : degré de tarissement (généralement 2/3 et 1/3 pour les cultures sensibles);

Da : densité apparente (1.35);

Z : profondeur d'enracinement mm ;

III.4 Calcul des besoins en eau des cultures

Estimation des besoins en eau des céréales

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

Chapitre III : Besoin en eau des cultures

Tableau III.4 : Calcul des besoins en eau du Blé/avoine.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_T HEO	RFU_RE EL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	27.4	21.79	135.1	-	-	-	-	-	-
Octobre	39.3	31.44	107.14	-	-	-	-	-	-
Novembre	49.5	39.6	60.99	0,30	29,70	9,90	0,40	24.39	-
Décembre	68.44	54.75	44.83	0,50	49,50	49,50	0,70	31.38	-
Janvier	66.3	53.04	42.47	0,50	49,50	49,50	0,85	36.09	-
Février	56.95	45.56	54.58	0,60	59,40	59,40	0,95	51.85	-
Mars	53.84	43.07	92.16	0,60	59,40	59,40	1,05	96.76	33.89
Avril	47.89	38.31	107.93	0,60	59,40	19,80	1,00	107.93	49.82
Mai	31.29	25.03	152.06	0,60	59,40	-	0,80	121.64	90.01
Juin	13.47	10.77	181.3	0,60	59,40	-	0,45	81.58	70.81
Juillet	3.29	2.63	209.18	-	-	-	-	-	-
Août	6.55	5.24	204.82	-	-	-	-	-	-

Tableau III.5 : Calcul des besoins en eau du Luzerne.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_T HEO	RFU_RE EL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	27.4	21.79	135.1	-	-	-	-	-	-
Octobre	39.3	31.44	107.14	0,40	39,60	13,20	0,65	69.64	38.2
Novembre	49.5	39.6	60.99	0,70	69,30	23,10	0,70	42.69	-
Décembre	68.44	54.75	44.83	0,90	89,10	89,10	0,80	35.86	-
Janvier	66.3	53.04	42.47	1,00	99,00	99,00	0,90	38.22	-
Février	56.95	45.56	54.58	1,20	118,80	118,80	0,95	51.85	-
Mars	53.84	43.07	92.16	1,20	118,80	118,80	1,05	96.76	14.09
Avril	47.89	38.31	107.93	1,20	118,80	39,60	1,05	113.32	35.41
Mai	31.29	25.03	152.06	1,20	118,80	-	1,15	174.86	136.63
Juin	13.47	10.77	181.3	1,20	118,80	-	1,25	226.62	215.85
Juillet	3.29	2.63	209.18	-	-	-	-	-	-
Août	6.55	5.24	204.82	-	-	-	-	-	-

Chapitre III : Besoin en eau des cultures

Tableau III.6 : Calcul des besoins en eau de l'Oignon/ail.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_T HEO	RFU_RE EL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	27.4	21.79	135.1	-	-	-	-	-	-
Octobre	39.3	31.44	107.14	0,40	19,80	6,60	0,50	53.57	22.13
Novembre	49.5	39.6	60.99	0,40	19,80	6,60	0,75	45.74	3.94
Décembre	68.44	54.75	44.83	0,40	19,80	19,80	0,95	42.58	-
Janvier	66.3	53.04	42.47	0,40	19,80	19,80	0,95	40.34	-
Février	56.95	45.56	54.58	0,40	19,80	19,80	0,75	40.93	-
Mars	53.84	43.07	92.16	-	-	-	-	-	-
Avril	47.89	38.31	107.93	-	-	-	-	-	-
Mai	31.29	25.03	152.06	-	-	-	-	-	-
Juin	13.47	10.77	181.3	-	-	-	-	-	-
Juillet	3.29	2.63	209.18	-	-	-	-	-	-
Août	6.55	5.24	204.82	-	-	-	-	-	-

Tableau III.7 : Calcul des besoins en eau de la pomme de terre (saison).

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_T HEO	RFU_RE EL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	27.4	21.79	135.1	-	-	-	-	-	-
Octobre	39.3	31.44	107.14	-	-	-	-	-	-
Novembre	49.5	39.6	60.99	-	-	-	-	-	-
Décembre	68.44	54.75	44.83	-	-	-	-	-	-
Janvier	66.3	53.04	42.47	-	-	-	-	-	-
Février	56.95	45.56	54.58	0,30	29,70	29,70	0,45	24.56	-
Mars	53.84	43.07	92.16	0,60	59,40	59,40	0,80	73.72	20.75
Avril	47.89	38.31	107.93	0,60	59,40	19,80	1,05	113.32	55.21
Mai	31.29	25.03	152.06	0,60	59,40	-	0,70	106.44	74.81
Juin	13.47	10.77	181.3	-	-	-	-	-	-
Juillet	3.29	2.63	209.18	-	-	-	-	-	-

Chapitre III : Besoin en eau des cultures

Août	6.55	5.24	204.82	-	-	-	-	-	-
-------------	------	------	--------	---	---	---	---	---	---

Tableau III.8 : Calcul des besoins en eau du poivron.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_T HEO	RFU_RE EL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	27.4	21.79	135.1	-	-	-	-	-	-
Octobre	39.3	31.44	107.14	-	-	-	-	-	-
Novembre	49.5	39.6	60.99	-	-	-	-	-	-
Décembre	68.44	54.75	44.83	-	-	-	-	-	-
Janvier	66.3	53.04	42.47	-	-	-	-	-	-
Février	56.95	45.56	54.58	-	-	-	-	-	-
Mars	53.84	43.07	92.16	0,40	39,60	39,60	0,40	36.86	-
Avril	47.89	38.31	107.93	0,50	49,50	16,50	0,90	97.13	45.62
Mai	31.29	25.03	152.06	0,7	69,30	-	1,05	159.66	129.13
Juin	13.47	10.77	181.3	0,70	69,30	-	-	-	-
Juillet	3.29	2.63	209.18	-	-	-	-	-	-
Août	6.55	5.24	204.82	-	-	-	-	-	-

Tableau III.9 : Calcul des besoins en eau de l'orge en vert.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_T HEO	RFU_RE EL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	27.4	21.79	135.1	-	-	-	-	-	-
Octobre	39.3	31.44	107.14	-	-	-	-	-	-
Novembre	49.5	39.6	60.99	-	-	-	-	-	-
Décembre	68.44	54.75	44.83	0,30	29,70	29,70	0,30	13.44	-
Janvier	66.3	53.04	42.47	0,50	49,50	49,50	0,30	12.74	-
Février	56.95	45.56	54.58	0,50	49,50	49,50	0,50	27.29	-
Mars	53.84	43.07	92.16	0,60	59,40	59,40	0,50	46.08	-
Avril	47.89	38.31	107.93	0,60	59,40	19,80	0,90	97.13	39.02
Mai	31.29	25.03	152.06	0,60	59,40	19,80	-	-	-
Juin	13.47	10.77	181.3	-	-	-	-	-	-
Juillet	3.29	2.63	209.18	-	-	-	-	-	-

Chapitre III : Besoin en eau des cultures

Août	6.55	5.24	204.82	-	-	-	-	-	-
-------------	------	------	--------	---	---	---	---	---	---

Tableau III.10 : Calcul des besoins en eau de l'haricot.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_T HEO	RFU_RE EL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	27.4	21.79	135.1	0,70	69,30	-	0,90	121.59	99.8
Octobre	39.3	31.44	107.14	0,70	69,30	23,10	0,85	91.06	59.62
Novembre	49.5	39.6	60.99	-	-	-	-	-	-
Décembre	68.44	54.75	44.83	-	-	-	-	-	-
Janvier	66.3	53.04	42.47	-	-	-	-	-	-
Février	56.95	45.56	54.58	-	-	-	-	-	-
Mars	53.84	43.07	92.16	-	-	-	-	-	-
Avril	47.89	38.31	107.93	-	-	-	-	-	-
Mai	31.29	25.03	152.06	-	-	-	-	-	-
Juin	13.47	10.77	181.3	0,50	49,50	-	0,50	90.65	79.88
Juillet	3.29	2.63	209.18	0,50	49,50	-	0,65	135.96	133.33
Août	6.55	5.24	204.82	0,70	69,30	-	1,00	204.82	199.58

Tableau III.11 : Calcul des besoins en eau de la tomate.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_T HEO	RFU_RE EL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	27.4	21.79	135.1	0,90	89,10	-	0,90	121.59	99.8
Octobre	39.3	31.44	107.14	1,20	118,80	39,60	1,15	123.21	91.77
Novembre	49.5	39.6	60.99	1,20	118,80	39,60	0,80	48.79	-
Décembre	68.44	54.75	44.83	-	-	-	-	-	-
Janvier	66.3	53.04	42.47	-	-	-	-	-	-
Février	56.95	45.56	54.58	-	-	-	-	-	-
Mars	53.84	43.07	92.16	-	-	-	-	-	-
Avril	47.89	38.31	107.93	-	-	-	-	-	-
Mai	31.29	25.03	152.06	-	-	-	-	-	-
Juin	13.47	10.77	181.3	-	-	-	-	-	-
Juillet	3.29	2.63	209.18	-	-	-	-	-	-
Août	6.55	5.24	204.82	0,70	97,53	-	0,45	92.16	86.92

Chapitre III : Besoin en eau des cultures

Tableau III.12 : Calcul des besoins en eau des petits pois

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_T HEO	RFU_RE EL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	27.4	21.79	135.1	-	-	-	-	-	-
Octobre	39.3	31.44	107.14	-	-	-	-	-	-
Novembre	49.5	39.6	60.99	-	-	-	-	-	-
Décembre	68.44	54.75	44.83	0,40	39,60	39,60	0,50	22.41	-
Janvier	66.3	53.04	42.47	0,70	69,30	69,30	0,80	33.97	-
Février	56.95	45.56	54.58	0,70	69,30	69,30	1,00	54.58	-
Mars	53.84	43.07	92.16	0,70	69,30	69,30	0,95	87.55	21.38
Avril	47.89	38.31	107.93	0,70	69,30	-	0,50	53.96	-
Mai	31.29	25.03	152.06	-	-	-	-	-	-
Juin	13.47	10.77	181.3	-	-	-	-	-	-
Juillet	3.29	2.63	209.18	-	-	-	-	-	-
Août	6.55	5.24	204.82	-	-	-	-	-	-

Tableau III.13 : Calcul des besoins en eau de l'olivier

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_T HEO	RFU_RE EL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	27.4	21.79	135.1	1,50	148,50	-	0,85	114.83	93.04
Octobre	39.3	31.44	107.14	1,50	148,50	74,25	0,85	91.06	59.62
Novembre	49.5	39.6	60.99	1,50	148,50	74,25	0,75	45.74	-
Décembre	68.44	54.75	44.83	1,50	148,50	148,50	0,65	29.13	-
Janvier	66.3	53.04	42.47	1,50	148,50	148,50	0,65	34.47	-
Février	56.95	45.56	54.58	1,50	148,50	148,50	0,65	35.47	-
Mars	53.84	43.07	92.16	1,50	148,50	148,50	0,65	59.9	-
Avril	47.89	38.31	107.93	1,50	148,50	74,25	0,65	70.15	-
Mai	31.29	25.03	152.06	1,50	148,50	-	0,65	98.83	49.05
Juin	13.47	10.77	181.3	1,50	148,50	-	0,80	145.04	134.34
Juillet	3.29	2.63	209.18	1,50	148,50	-	0,85	177.8	175.17
Août	6.55	5.24	204.82	1,50	148,50	-	0,85	174.09	168.85

Chapitre III : Besoin en eau des cultures

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

Culture	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
blé/avoine	0	0	33.89	49.32	90.01	70.81	0	0	0	0	0	0
luzerne	0	0	14.09	35.41	136.63	215.85	0	0	0	38.2	0	0
ognion/ail	0	0	0	0	0	0	0	0	0	22.13	3.94	0
pomme AS	0	0	20.75	55.21	74.81	0	0	0	0	0	0	0
Poivron	0	0	0	45.62	129.13	0	0	0	0	0	0	0
Olivier	0	0	0	0	49.05	134.34	175.17	168.85	93.04	59.62	0	0
Bes/max	0	0	33.89	55.21	136.63	215.85	175.17	168.85	93.04	59.62	3.94	0
Somme	0	0	68.73	185.56	479.63	421	175.17	168.85	93.04	119.95	3.94	0

Chapitre III : Besoin en eau des cultures

Tableau III.15 : Récapitulatif des besoins pour l'assolement II

Culture	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
orge en vert	0	0	0	39.02	0	0	0	0	0	0	0	0
L'haricot	0	0	0	0	0	79.88	133.33	199.58	99.8	59.62	0	0
tomate	0	0	0	0	0	0	0	86.92	99.8	91.77	0	0
oignon	0	0	0	0	0	0	0	0	0	22.13	3.94	0
petit pois	0	0	21.38	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Olivier	0	0	0	0	49.05	134.34	175.17	168.85	93.04	59.62	0	0
Bes/Max	0	0	21.38	39.02	49.05	134.34	175.17	199.58	99.8	91.77	3.94	0
Total	0	0	21.38	39.02	49.5	214.22	308.5	455.35	292.64	233.14	3.94	0

III.4.1 Calcul du débit spécifique

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

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

Bnet : besoin net du mois de pointe en mm/mois.

Ni : nombre des heures d'irrigation=24h

Nj : nombre de jours du mois de pointe =30 jours

Ei : Efficience d'irrigation=75%

On calcule les besoins en eau pour l'assolement le plus exigeant (Assolement I)

D'où les besoins de pointe correspondent au mois de mai,

Bnet = 2.46 mm/mois.

→ **qs=2.46 l/s/ha > 1.5 l/s/ha**

Et comme le débit spécifique obtenu est supérieur à 1.5. Donc on prend le débit spécifique de la culture la plus exigeante pour le mois de pointe (mai) qui est : la luzerne avec un besoin de **136.63 mm/mois.**

→ Donc le débit spécifique pris en considération pour notre périmètre est de :

qs =0.7 l/s /ha

III.4.2. Évaluation du débit caractéristique

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

$$Qcar = qs. S$$

qs : débit spécifique de mois de pointe en (l/s/ha)

S : la superficie nette à irriguer = 180 ha

→ $Q_{car} = q_s \cdot S = 0.7 \cdot 180 = 126 \text{ l/s}$

III.4.3 Estimation des volumes d'eau d'irrigation

La connaissance des volumes totaux d'irrigation est indispensable, elle permet de prévoir les volumes d'eau stockés dans la retenue et d'effectuer un meilleur calendrier d'arrosage. Étant donné, que nous avons pris en considération un assolement biennal, nous avons calculé les besoins en eau pour l'assolement le plus exigeant.

Tableau III.16 : Besoins en eau totaux de l'assolement I.

Culture	Surface (ha)	Besoins nets (m³/ha)	Efficiencie	Besoins brutes (m³/ha)	Besoins en eau (m³)
Blé/avoine	67.88	2440.3	0.75	1830.22	124235.33
Luzerne	10.6	4019.8	0.75	3014.85	31957.41
Oignon vert/ail	28.38	260.7	0.75	195.52	5548.85
Pomme de terre	31.1	1507.7	0.75	1130.77	35166.94
Poivron	23.65	1747.5	0.75	1310.62	30996.16
Olivier	18.39	6800.7	0.75	5100.52	93798.56
Totale	180	16776.7		12582.5	321703.25

Le volume nécessaire pour les cultures durant toute leur période végétative est de **321703.25m³**.

III.5. Conclusion

Cette étude a pour but principal la détermination des besoins en eau des cultures ainsi que le volume nécessaire pour le mois de pointe et pour l'ensemble de l'année. Etant donné la vocation agricole de la région d'étude, nous avons choisi deux assolements qui prennent en considération les cultures céréalières.

Le calendrier cultural choisi, permettent de diversifier les cultures, leur irrigation permettra d'intensifier leurs rendements, ce qui permettra un développement économique important.

Chapitre IV

Etude du système d'adduction

IV.1 Introduction

Le réseau collectif de distribution d'eau en irrigation, est essentiellement constitué par des canalisations enterrées, livrant l'eau sous pression aux différents exploitants, par l'intermédiaire des bornes (prises) d'arrosage.

Le développement de ces réseaux de desserte, par les conduites sous pression, est lié principalement, à la rationalisation de la ressource en eau et particulièrement la généralisation des méthodes d'irrigation modernes à la demande.

C'est dans ce contexte, que notre attention dans ce chapitre s'est accentuée à la mise au point de la méthodologie d'optimisation du réseau de distribution d'irrigation, et aux différents calculs hydrauliques.

IV.2 Alimentation en eau du périmètre

La conception du système d'irrigation du périmètre de boumahra repose sur un prélèvement de l'eau d'irrigation à partir de forage, qui se trouve au milieu du périmètre, et son adduction par pompage jusque au réservoir qui se trouve dans la cote la plus élevée. De là, l'eau sera transportée gravitairement par des conduites de distribution et par des réseaux ramifiés jusqu'aux bornes d'arrosage situées sur les parcelles exploitées.

IV.3 Organisation du périmètre

L'organisation de notre périmètre est faite en le répartissant en 22 ilots dont la superficie varie de 2.8 à 11.5 ha, et chaque ilots est à son tour discrétisé en une à quatre parcelles.

V.3.1 Ilots et bornes d'irrigation

Le terme « Ilot d'irrigation » décrit l'unité hydro-agricole alimenté par une borne d'irrigation. L'organisation d'un périmètre en ilots résulte d'un compromis de plusieurs facteurs topographiques, technico-économique, taille et nombre de parcelles...etc. On admet généralement que l'implantation des bornes pour les zones de petites et moyennes exploitations doivent répondre aux critères suivant :

1. Une prise par ilot d'exploitations.
2. Quatre (04) prise maximum sur une même borne.
3. Bornes implantées en limites d'ilots ou au centre pour les grands ilots.

IV.3.2 Rôle et fonction de la borne d'irrigation

Chaque ilot sera équipé d'un ouvrage de desserte appelé borne d'irrigation, qui comporte une ou plusieurs sorties ou « prises » suivant le nombre d'arrosages qu'elle doit assurer simultanément. Chaque borne, et même chaque sortie, doit assurer toutes les fonctions d'une prise c'est-à-dire :

- ✓ Régler le débit, ou plus exactement le limiter au débit de l'ilot.
- ✓ Régler la pression et encaisser les suppressions accidentelles.
- ✓ Compter les volumes distribués par la prise

IV.3.3. Implantation des bornes

L'emplacement des bornes d'irrigation qui régit le plan de bornage est le premier problème auquel doit s'attaquer le projecteur. En effet une forte densité améliore les conditions de travail des agriculteurs en diminuant les longueurs de canalisation mobile de surface, mais il en résulte une augmentation importante des frais d'installation du réseau fixe. Une trop faible densité accroît le travail de montage et de transport de canalisation mobiles. On admet généralement que l'implantation des bornes répond aux critères suivants :

- Pour les zones de petites et moyennes exploitations :
 - ✓ Une borne par îlot d'exploitations ;
 - ✓ Quatre (04) prises maximum sur une même borne soit huit parcelles au maximum ;
 - ✓ Bornes implantées en limites d'îlots ou des parcelles ;
 - ✓ Dénivelée maximum de 5 m entre les points les plus hauts et les plus bas du bloc d'îlots.
- Pour les zones à grande exploitation :
 - ✓ La borne se situe au centre de l'ilot ;
 - ✓ 4prises sur les mêmes bornes.

IV.3.4. Calcul du débit aux bornes

Le débit de chaque borne desservant un ilot est calculé comme suit :

$$Q_b = q_s \cdot S_i \quad \dots\dots\dots(IV.1)$$

Avec :

Q_b : Débit de chaque ilot (l/s)

qs : Débit spécifique (l/s/ha)

Si : Superficie de l'ilot (ha)

IV.3.5 Choix du diamètre et du type des bornes

Le choix du type de borne dépend de la surface de l'ilot et du nombre de parcelles. Généralement on admet :

- ➔ Pour les ilots qui ont un nombre de parcelles entre [4 -8], et dont la superficie est inférieure à 15 ha, on prend la borne à quatre prises (Borne de type A4).
- ➔ Pour les ilots qui ont deux parcelles et dont la superficie est inférieure à 15 ha, on prend la borne à deux prises (borne de type A2).
- ➔ Pour les ilots qui ont deux parcelles et dont la superficie dépasse 15 ha, on prend la borne à deux prises (Borne de type B).
- ➔ Pour les grands ilots ($S > 50$ ha) on prévoit des bornes de type C.

Tableau IV.1: Type de bornes en fonction de superficies des ilots

Type	Débit fourni	Entrée	Sortie (prise)
Type A2	$Q < 40 \text{ m}^3/\text{h}$ (11.11) l/s	1 Entrée $\Phi 80,100$	2 Entrée $\Phi 65$
Type A4	$Q < 40 \text{ m}^3/\text{h}$ (11.11) l/s	2 Entrée $\Phi 80,100$	4 Entrée $\Phi 65$
Type B	$40 \text{ m}^3/\text{h}$ (11.11) l/s $< Q < 80 \text{ m}^3/\text{h}$ (22.22) l/s	2 Entrée $\Phi 80,100,125$	2 Entrée $\Phi 100$
Type C	$Q > 80 \text{ m}^3/\text{h}$ (33.33) l/s	2 Entrée $\Phi 80,100,125$	1 Entrée $\Phi 150$

Tableau IV.2 : Calcul des débits des ilots et choix du type de bornes.

Ilot	Borne	Nbre de parcelles	Superficie ilot (ha)	Débit (l/s)	Matériel	Type de borne
S1	BG1	1	10.6	7.42	Fonte	A2
S2	BG2	1	4.15	2.90	Fonte	A2
S3	BG3	1	9.8	6.86	Fonte	A2
S4	BG4	2	14.43	10.10	Fonte	A2
S5	BG5	1	11.5	8.05	Fonte	A2
S6	BG6	4	29.68	20.77	Fonte	B
S7	BG7	1	7.8	5.46	Fonte	A2
S8	BG8	2	18.9	13.23	Fonte	B
S9	BG9	2	18.39	12.87	Fonte	B
S10	BG10	1	3.65	2.55	Fonte	A2
S11	BG11	1	3.8	2.66	Fonte	A2
S12	BG12	1	5	3.5	Fonte	A2
S13	BG13	1	2.8	1.96	Fonte	A2
S14	BG14	1	3.3	2.31	Fonte	A2
S15	BG15	1	3.4	2.38	Fonte	A2
S16	BG16	1	3.2	2.24	Fonte	A2
S17	BG17	1	2.8	1.96	Fonte	A2
S18	BG18	1	8.5	5.95	Fonte	A2
S19	BG19	1	4.2	2.94	Fonte	A2
S20	BG20	1	6.5	4.55	Fonte	A2
S21	BG21	1	4.7	3.29	Fonte	A2
S22	BG22	1	2.9	2.03	Fonte	A2

IV.4 Choix de la variante d'aménagement

Deux variantes peuvent être proposées :

- **Une variante gravitaire** : le périmètre sera alimenté exclusivement par une desserte gravitaire.
- **Une variante mixte** : à partir d'un refoulement du forage vers un réservoir de mise en charge puis une desserte gravitaire alimentant les parcelles.

Après analyse des deux variantes nous avons écartés la variante gravitaire vue les faibles pressions obtenues qui sont due aux faibles différences d'altitude entre le forage et le périmètre .Donc on a choisi la plus adéquate c'est-à-dire un système mixte refoulement-Adduction gravitaire.

IV.5 Calculs hydrauliques du système d'adduction

Pour les besoins des calculs hydrauliques du system d'adduction nous allons dimensionner les systèmes suivants :

- Le système de pompage avec le diamètre économique
- Le réservoir de stockage
- La desserte gravitaire.

IV.5.1 Etude du système de pompage

La pompe est un dispositif utilisé pour aspirer, déplacer ou comprimer des liquides et des gaz. Il existe deux grands types de pompes: les pompes volumétriques qui sont utilisées pour pomper les eaux usées et les turbopompes.

- **Les turbopompes (pompes centrifuge)**
 - **Les pompes à écoulement radial**

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

- **Les pompes axiales :**

Ce sont les pompes hélices où les pales sont constituées par des surfaces gauches. Ces pompes conviennent pour relever de forts débits sur de faibles hauteurs.

- **Les pompes semi axiales:**

Pour relever de forts débits sur de faibles hauteurs on montre que les vitesses d'entrée doivent

être faibles. La hauteur de refoulement étant faible le diamètre de sortie est relativement faible d'où la construction d'une pompe hélico-centrifuge avec des dimensions importantes.

IV.5.1.1. Choix de l'emplacement de la station de pompage

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

- ✓ Eviter les zones géologiquement instables.
- ✓ Eviter les zones inondables.
- ✓ Réduire les travaux de terrassement.
- ✓ Le point de prise d'eau doit être approuvé par les services publics de l'environnement et de la santé.
- ✓ Tenir compte de la variation du plan d'eau d'aspiration.
- ✓ Prévoir des moyens de dérivation des eaux pluviales.
- ✓ Rapprochement le plus possible des ouvrages : prise d'eau-station de pompage-ouvrage d'arrivé.
- ✓ Eviter les stations bannières
- ✓ Distance minimale
- ✓ Prévoir une plateforme
- ✓ Prévoir un l'accès des engins
- ✓ Prévoir un revêtement routier à l'extérieur
- ✓ Accès au réseau électrique

IV.5.1.2. Choix du type de pompe

Le choix du type de pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

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

IV.5.1.3 Détermination de la hauteur d'élévation calculée

La hauteur d'élévation se calcule comme suivant :

$$H_{cal} = h_g + \sum h_p (asp) + \sum h_p (ref) + P_{exh}$$

Avec :

h_g : Hauteur géométrique (m) ;

$\sum h_p (asp)$: Pertes de charges à l'aspiration (m) ;

$\sum h_p (ref)$: Pertes de charges au refoulement (m) ;

P_{exh} : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur), $P_{exh} = (1,0 \div 1,5)$ m ;

On prend $P_{exh} = 1$ m

IV.5.1.3.1 Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique est donnée par la formule

$$HMT = H_g + \Delta h_p$$

Avec :

HMT : Hauteur Manométrique Totale en (m).

H_g : Hauteur géométrique en (m). $H_g = h_a - h_r$

Avec :

h_a : hauteur d'aspiration

h_r : cote du réservoir = 201.44 m

➤ Pour le forage

La pompe sera placée au-dessous du niveau dynamique du forage à une hauteur de -25m, donc elle sera à une cote de:

$$164.56 - 25 = 139.56 \text{ m}$$

Donc la hauteur géométrique entre le réservoir et la pompe sera:

Cote Réservoir – Cote pompe est à :

$$H_g = 201.44 - 139.56 = 61.88 \text{ m}$$

Longueur de refoulement : $L_{ref} = 1204.5$ m

Nous avons : $Q = 126 \text{ l/s} = 0.126 \text{ m}^3/\text{s}$

Le diamètre de refoulement est calculé par la formule de BONIN :

$$D = \sqrt{Q}$$

On trouve $D = 0.354 \text{ m} = 400 \text{ mm}$

IV.5.1.3.2. Calcul des pertes de charge totale

On distingue les pertes de charge linéaires et singulières

- **Pertes de charges linéaires H_L**

Les pertes de charge sont calculées comme suit :

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

L : longueur du tronçon en (m).

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

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m) :

I: gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

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

ξ : Rugosité absolue ; 0,046 mm. (Conduite en font)

- **Pertes de charges singulières**

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

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

IV.5.1.3.3 Calcul du diamètre économique

Le calcul du diamètre économique se fait en faisant un bilan technico-économique sur les frais d'exploitation et d'investissement.

IV.5.1.3.4 Calcul de la HMT pour différent diamètre

Tableau IV.3 : Calcul de la HMT pour divers diamètres de la conduite.

D (mm)	L(m)	Q (m3/s)	V (m/s)	λ	ΔH_1 (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
350	1204.5	0.126	1.31	0,0128	3.85	4.235	61.88	66.115
400	1204.5	0.126	1.003	0,0125	1.93	2.123	61.88	64.003
500	1204.5	0.126	0.642	0,0120	0.6	0.66	61.88	62.54
600	1204.5	0.126	0.445	0,0116	0.23	0.253	61.88	62.133
700	1204.5	0.126	0.327	0,0113	0.105	0.1155	61.88	61.9955

IV.5.1.3.5 Puissance absorbée par la pompe

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

$$P_{abs} = \frac{g \cdot Q \cdot HMT}{\eta} \dots\dots\dots(IV.3)$$

η : Rendement de la pompe en (%) ($n=80\%$)

Q : Débit refoulé par la pompe en (m^3/s)

IV.5.1.3.6. Energie consommée par la pompe

$$E = P * T * 365 [KWh]$$

P : Puissance de la pompe en(KW).

T ; C'est le temps de pompage par jour en (heure), dans notre cas T=22h.

IV.5.1.3.7 Frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E * e [DA] \dots\dots\dots(IV.4)$$

E : L'énergie consommée par la pompe en (KWh)

e : Prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ ($e=4.69DA$)

Tableau IV.4 : Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	Q (m3/s)	HMT (m)	P (KWatt)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	F_{EX}
350	0.126	66.115	102.15	820264.5	4,69	3847040.505
400	0.126	64.003	98.88	794006.4		3723890.016
500	0.126	62.54	96.62	775858.6		3638776.834
600	0.126	62.133	96	770880		3615427.2
700	0.126	61.9955	95.78	769113.4		3607141.846

IV.5.1.3.8 Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = Prc * A[DA] \dots\dots\dots(IV.5)$$

Prc : Prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n} + i \dots\dots\dots(IV.6)$$

i : Taux d'annuité annuel. i= 8%.

n : nombre d'année d'amortissement. n=30ans.

Tableau IV.5 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

D (mm)	Prix du ML (DA)	L(m)	Prix Totale (DA)	A	Frais d'amortisse (DA)
350	9012,9	1204.5	10856038.05	0.088	955331.3484
400	12037,4	1204.5	14499048.3	0.088	1275916.25
500	15023,07	1204.5	18095287.82	0.088	1592385.328
600	17793,84	1204.5	21432680.28	0.088	1886075.865
700	20563,84	1204.5	24769145.28	0.088	2179684.785

IV.5.1.3. 9 Choix du diamètre

Tableau IV.6 : Bilan technico-économique des diamètres choisis.

Diamètre en (mm)	I (DA)	E (DA)	BILAN (DA)
350	955331.3484	3847040.505	4802371.853
400	1275916.25	3723890.016	4999806.266
500	1592385.328	3638776.834	5231162.162
600	1886075.865	3615427.2	5501503.065
700	2179684.785	3607141.846	5786826.631

Avec :

I : frais investissement.

E: frais d'exploitation.

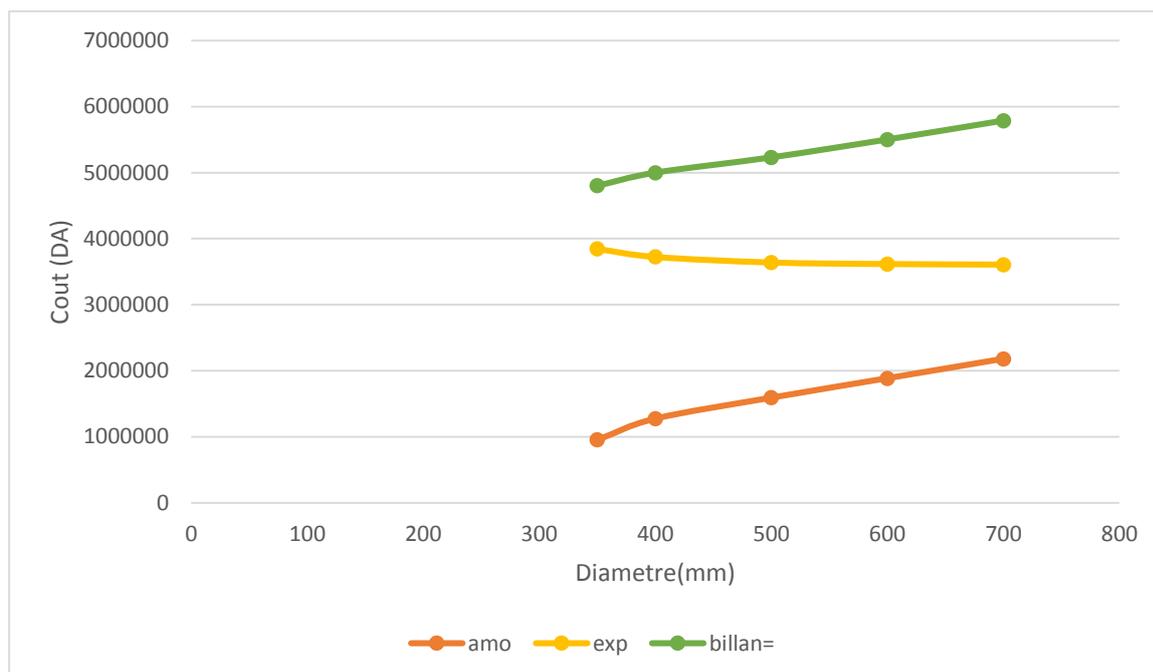


Figure IV.1. Résultat de l'étude technico-économique.

D'après le graphe président, on s'aperçoit que le diamètre optimal est de D=350mm. Donc le diamètre de 400 mm pour la conduite de refoulement avec une Hmt de 66.115 m.

IV.5.1.3.10 Nombre et choix des pompes

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

- ✓ Nombre de pompes minimal
- ✓ Meilleur rendement
- ✓ Charge nette d'aspiration requise (NPSH) r minimale
- ✓ Nombre d'étage minimal
- ✓ Puissance absorbée minimale
- ✓ Encombrement et poids les plus faibles

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

Tableau IV.7: Variantes pour le choix du nombre de pompes.

N	Q (l/s)	HMT(m)	Type de la Pompe	η (%)	N (tr/min)	P abs (KW)	NPSH r	Ø mm
1	126	66.115	P16C/10/45/4 ^E	85.2	1450	160	7.62	250
2	126	66.115	E12S55/2A + MC880	78.2	2900	59	7.99	150
3	126	66.115	E10S50/3D + MC850	78.9	2900	37	5.78	150
4	126	66.115	E6S64/7A + MC617	78.8	2900	30	5.28	125

Dans notre cas on opte pour 2 pompe de type **E12S55/2A + MC880** qui ont les meilleures performances et un pompe de secours. On donne les différentes caractéristiques de cette pompe.

Chapitre IV : Etude de système d'adduction

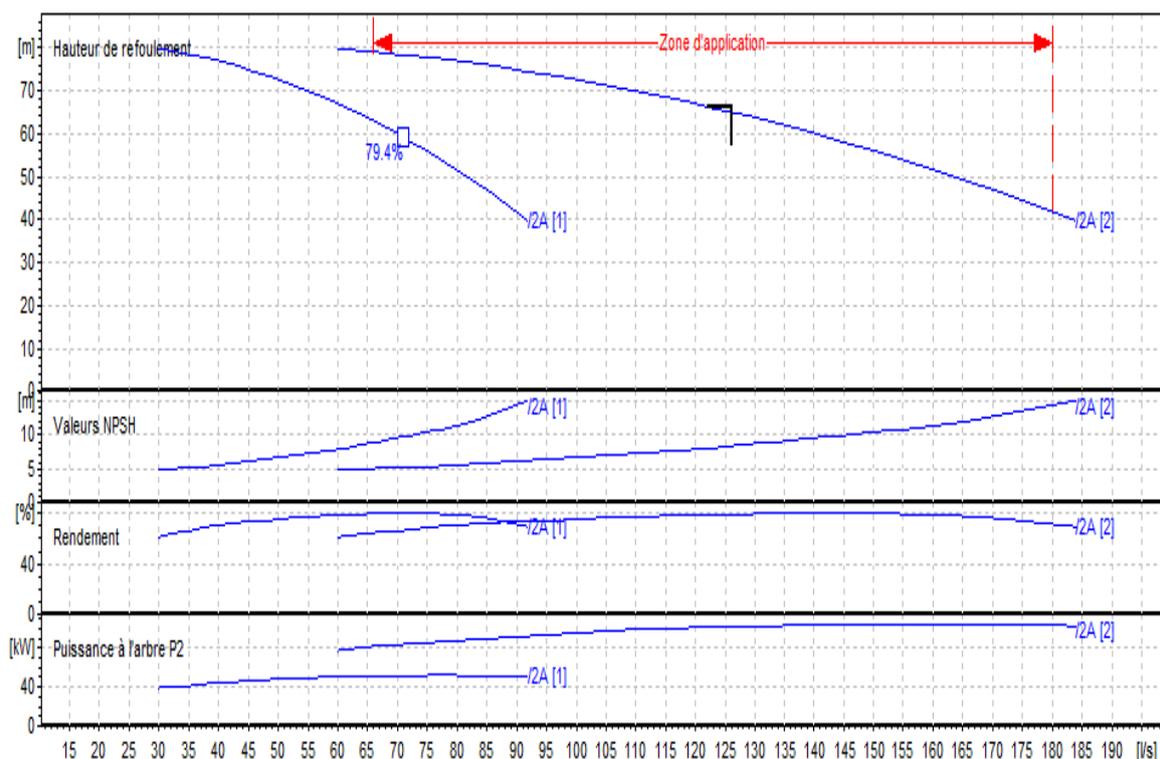


Figure IV.2 : Courbes caractéristiques de la pompe

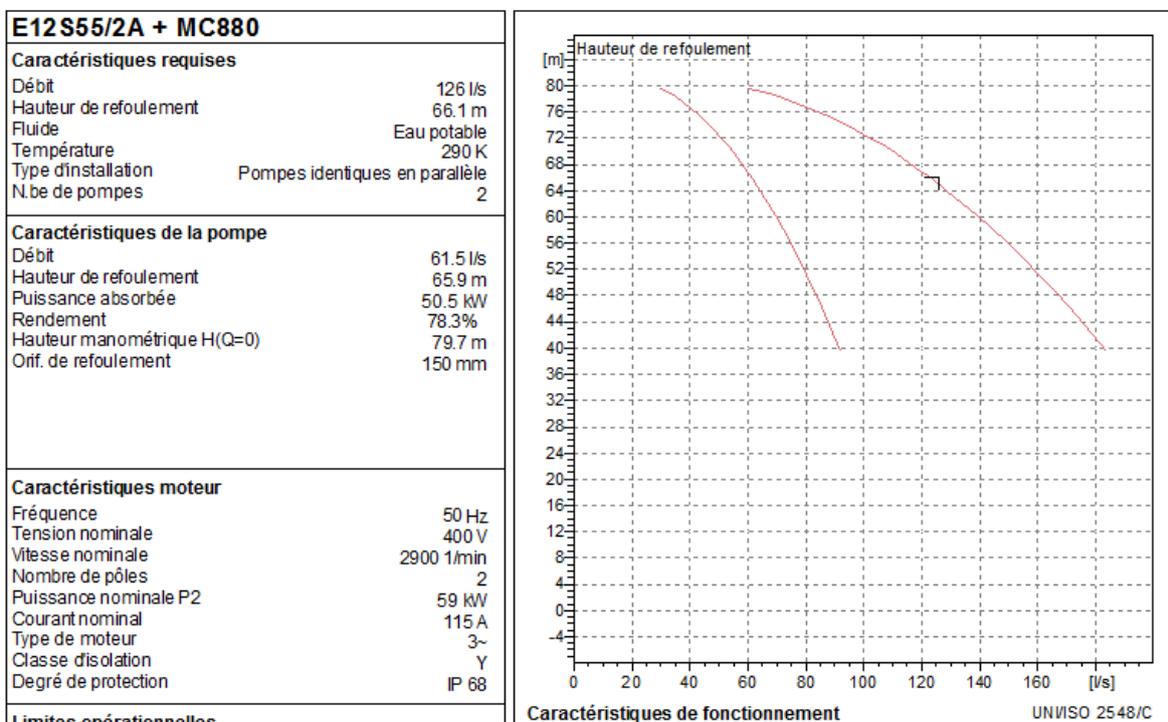


Figure IV.3 Caractéristique de la pompe choisie

IV.5.1.3.11 Vérification du risque de la cavitation

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

(NPSH)_r : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur.

(NPSH)_d : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

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

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

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\bar{w}} - \frac{P_v}{\bar{w}} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5 \dots\dots\dots(IV.7)$$

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

V (m/s): vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration;

(NPSH_r) : Déterminé d'après le (Tableau)

$\frac{P_{at}}{\bar{w}}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau)

$\frac{P_v}{\bar{w}}$: dépend de la température du liquide pompé (voir tableau)

Tableau IV.9 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{at}}{\bar{w}}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau IV.10 : Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\bar{w}}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

On a :

- (NPSH_r) : Déterminé graphiquement égal à 7.99 m
- La côte de la station de pompage est de 165.14m.
- $\frac{P_{at}}{\bar{w}} = 10.2 \text{ m}$.
- La température ambiante est considérée égale à 20°C donc = 0.24 m.

Avec :

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = \frac{4.0.126}{3,14.0,4^2} = 1.003m/s$$

$$\Delta H\left(\frac{m}{100m}\right) = 1.23 \times 10^{12} \times \frac{Q^{1.85}}{D^{4.87}} \dots\dots\dots(IV.8)$$

$$\Delta H\left(\frac{m}{100m}\right) = 1.23 \times 10^{12} \times \frac{0.126^{1.85}}{400^{4.87}} = 0.0049$$

$$h_{adm}^{asp} = 10.2 - 0.24 - 0.0049 - 0.087 - 7.99 - 0.5 = 1.3781m.$$

Pour éviter tout risque de cavitation il suffit de respectée l'inégalité suivante:

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Alors :

$$(NPSH)_d = 10.2 - 0.24 - 0.0049 - (1.3781) = 8.577m$$

On remarque que : $(NPSH)_d = 8.577 > 7.99 = (NPSH)_r$

Donc notre pompe est bien protégée contre le risque de cavitation.

IV.5.1.4. Choix du moteur électrique

IV.5.1.4.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

IV.5.1.4.2. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn}$$

Où:

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn)

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

$$N_m = 2900 + 200 = 3100 \text{ tr/min}$$

$N_m = 3100 \text{ tr/min}$

IV.5.1.4.3. Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi \cdot Q_{\max} \cdot HMT \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m} \dots\dots\dots(IV.9)$$

Avec : P_m : puissance du moteur (watt)

ϖ : Poids volumique de l'eau, ϖ = 9810 N/m³

Q_{app} : débit refoulé par une pompe (m³/h)

HMT : hauteur manométrique totale minimum (m)

η = 1 rendement de l'accouplement

η_m : Rendement du moteur (92% -95%)

η_p : Rendement de la pompe

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Coefficient de correction en fonction de la puissance du moteur.

P (KW)	1÷2	2÷10	10÷50	50÷100	100÷200	>200
K	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

$$P_{\text{abs}} = \frac{9810 \times 0,126 \times 66,115 \times 1,2}{0,93 \times 1 \times 0,782} = 134843,83 = W \quad P_{\text{abs}} = 134,84 \text{ Kw}$$

IV.5.1.5. Bâtiment de la station de pompage

IV.5.1.5.1. Types des bâtiments des stations de pompage

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

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

IV.5.1.5.2. Construction du bâtiment

La construction de bâtiment dépend de plusieurs facteurs :

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

IV.5.1.5.3. Choix du type de bâtiment

Pour le choix de type de bâtiment on a se repère au tableau suivant :

Tableau IV.12: Choix du type de bâtiment

Paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface/semi enterre.
Q (m ³ /s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axiale : Horizontale Verticale	Pompes centrifuges	Axiale : Verticale	Pompes centrifuges.
h _a ^{ad} (m).	< 0	< 0 ; > 0	< 0 ; > 0	> 0
Variation de plan D'eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	1	Importante.

On a les données suivantes :

-Q=0,126 m³/s, débit refoulé par chaque pompe.

-h_a^{ad}=1.374m ⇒ Type bâche sèche

-Pompes centrifuges

IV.5.1.5.4. Dimensionnement de bâtiment de station pompage

IV.5.1.5.4.1. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit : $H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots\dots\dots(IV.10)$

Où :

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

H_p : hauteur de la pompe, $H_p = 0,140\text{m}$;

H_{rf} : hauteur à la sortie de la pompe, $H_{rf} = 0,45\text{ m}$

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5\text{m}$;

A.N : $H_5 = 0,140 + 0,5 + 0,45$, d'où : $H_5 = 1.09\text{ m}$

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2\text{ m}$;

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3\text{m}$;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8\text{ m}$;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5\text{m}$;

A.N : $H_b = 1,09 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 4.89\text{ m}$.

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (4,8 ; 5,5 ; 6 ; 9.6 m) on prend comme hauteur du bâtiment **$H_b = 5.5\text{ m}$** .

IV.5.1.5.4.2. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n \times L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p + L_m + L_{pm} \dots\dots\dots(IV.11)$$

n : nombre de pompes, $n = 3$ (tenant compte de la pompe de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur ($L = 0.832\text{ m}$).

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = (0,8-1,2)\text{ m}$. On prend : $L_{int} = 0.8\text{ m}$.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 3\text{ m}$.

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

L_p : longueur du bureau du personnel, On prend : $L_p = 4\text{ m}$;

L_m : épaisseur du mur, on prend : $0,20\text{ m}$.

L_{pm} : distance entre pompe et mur, on prend : $0,3\text{m}$.

A.N : $L_b = 3 \times 0,832 + 0.8 \times 4 + 3 + 2 + 4 + 0,2 + 0,3 \Rightarrow L_b = 15.196\text{ m}$.

On opte pour une longueur de **18 m**.

IV.5.1.5.4.3. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation : $l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s$ (IV.12)

s : épaisseur du mur, $s = 0,20$ m ;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,3$ m ;

l_2 : largeur pompe moteur, $l_2 = 0.206$ m ;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

l_4 : longueur des accessoires de refoulement

l_5 : longueur des collecteurs de refoulement, $l_5 = 2$ m.

l_6 : distance entre mur et escalier, $l_6 = 1$ m.

Finalement la largeur totale est de : **9 m**.

IV.5.1.5.4.4. Dimensions des portes

✓ porte principale : **3,6×3.6 m²**

✓ porte secondaire : **3×3m²**

IV.5.1.5.4.5. Dimensionnement des fenêtres :

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum sf = 0,125 \times 18 \times 9 \Rightarrow \sum sf = \mathbf{20.25m^2}$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$nf = \frac{\sum sf}{sf} \dots\dots\dots(IV.13)$$

n : nombre de fenêtres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, $S_f = (1,4 \times 2,2) \Rightarrow \mathbf{n = 7 \text{ fenêtres.}}$

IV.5.1.5.4.6. Dimensionnement des marches d'escalier

Hauteur : soit (15- 16,5- 17,3) cm, on va prendre 15cm.

Largeur : soit (30- 29,26) cm, on va prendre 30cm.

Longueur : varie (90 220) cm, on va prend 180cm.

Pente : soit 1/1,75 ; 1/1,15, nous on prend 1/1,75.

IV.5.1.5.4.7. Locaux du personnel :

Bureau du chef d'exploitation : $H=3$ m $S=12$ m²

Bureau du personnel : H=3m S=15m²

Tableau IV.13 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	Fenêtres	Portes	
					secondaire	principale
18	9	5.5	0,2	1,4×2,2	3×3	3.6×3.6

IV.5.2) Dimensionnement du réservoir de distribution :

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

Le volume du réservoir est calculé comme suit :

$$V = Q \cdot T_f$$

Q : est le besoin maximum journalier = 126 l/s = 453.6m³/h

T_f : l'intervalle de temps, il correspond au temps de non fonctionnement de la pompe, puisqu'on

a le temps de pompage est de 22h/j, donc T_f=2h

$$V = 907.2 \text{ m}^3$$

Le réservoir projeté est prévu circulaire en béton armé avec une capacité de 1000 m³ ;

Les dimensions du réservoir sont comme suit :

Tableau IV.14: Dimensions du réservoir de stockage projeté

Volume (m ³)	1000
Hauteur (m)	5
Diamètre (m)	16
Côte du radier du réservoir (m)	201.44
Côte trop plein du réservoir (m)	206.44

IV.6 Dimensionnement du réseau de distribution :

IV.6.1) Caractéristiques des conduites du réseau de distribution gravitaire :

Après avoir calculé les débits de chaque ilot, et déterminé les critères hydrauliques de la conduite de refoulement ainsi la station de pompage, nous procédons à la deuxième étape de calcul celle du réseau de distribution.

IV.6.2) Vitesses admissibles :

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

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

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

IV.6.3) Choix du matériau des conduites :

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

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

IV.6.4) Caractéristiques des canalisations

a) Conduites en fonte :

Présentent plusieurs avantages :

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

Leur inconvénient est :

- coût relativement important

b) Conduite en acier

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

Leur inconvénient est

- la corrosion.

c) Conduite en PEHD

Ils sont les plus utilisés car ils présentent des avantages importants

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

Leur inconvénient est

- le risque de rupture dans le cas d'une mauvaise soudure.
- **IV.6.5) Calcul des diamètres**

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

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

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

Avec :

Q : débit, exprimé en (m³/s) ;

D: diamètre exprimé en mm.

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

IV.6.6 Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charge unitaires, ont été définies par la formule de Lechapt et Calmon, Qui est donnée par la formule suivante (CLEMENT et GALAND, 1979):

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

Chapitre IV : Etude de système d'adduction

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

Q : débit en m³/s

D : diamètre de la conduite considérée

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

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

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

Tableau IV.15: Paramètres des pertes de charge

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

Pour une conduite en PEHD

La rugosité équivalente $K=0,1$ mm,

$L=1.2$

$M=1.89$

$N=5.01$

Dans notre cas, les conduites seront en fonte si leur diamètre est supérieur ou égal à 315mm et en PEHD dans le cas contraire.

VI.7 Simulation du réseau de distribution par le logiciel Epanet

Les calculs hydrauliques du réseau sont établis pour un réseau de type ramifié. Après détermination du diamètre, on utilise le logiciel EPANET pour déterminer la vitesse et les pertes de charge au niveau des conduites de distribution. Après détermination du diamètre, on utilise le logiciel EPANET pour déterminer la vitesse, les pressions et les pertes de charge au niveau de la conduite principale et le réseau de distribution . Le calcul des pertes de charge a été effectué selon la formule de Hazan-Williams:

$$Hf = 10.675.L \left(\frac{Q}{Chw} \right)^{1.852} \frac{1}{D^{4.87}}$$

Chw : est le coefficient de perte de charge qui dépend du type de matériau il varie entre 130 et 150 pour le PEHD et la fonte. Dans notre cas,

Selon les pressions des bornes, les diamètres des canalisations seront modifiés si la pression n'est pas suffisante.

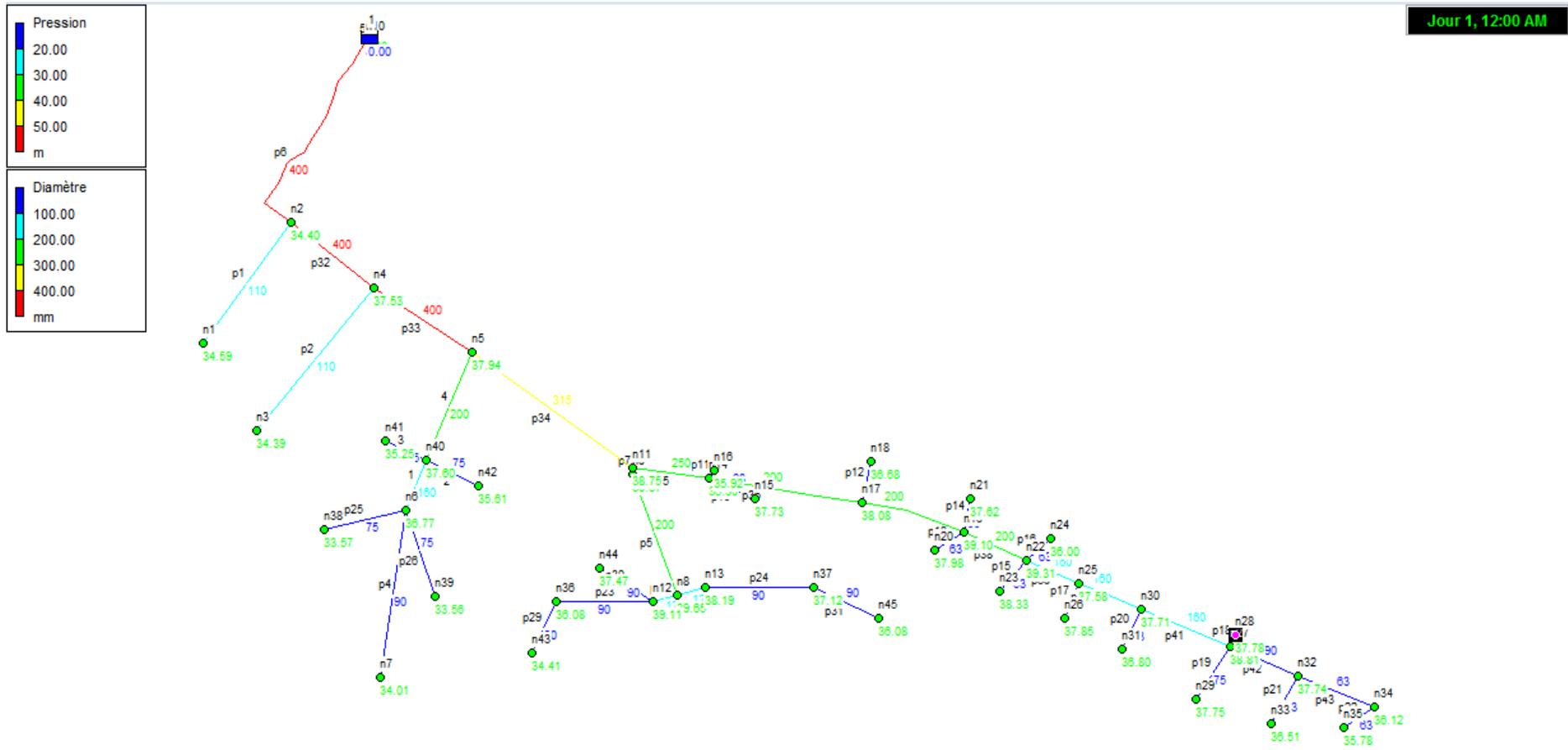


Figure IV.4: Schéma des tronçons de réseau de distribution

Chapitre IV : Etude de système d'adduction

Tableau IV.16 : diamètres des conduites de distribution du périmètre

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Le débit Q (l/s)	Diamètre de la conduite D (mm)	Diamètre normalisée D(mm)	Vitesses (m/s)	Pert de charge Linéaire (m/m)	Pert de charge totale	Pression (m)
R-N2	535.2	126	365.7293559	400	1.003184713	0.85857082	0.944428	34.4
N2-N1	347.9	9.76	101.7886741	110	1.027530663	2.775739868	3.053314	34.59
N2-N4	248.5	108.78	339.8201098	400	0.866082803	0.297127899	0.326841	37.53
N4-N3	432.9	10.1	103.5464551	110	1.063325788	3.698750464	4.068626	34.39
N4-N5	276.8	98.68	323.6600665	400	0.78566879	0.272359982	0.299596	37.94
N5-N40	273.67	34.27	190.7355302	200	1.091401274	1.193045506	1.31235	37.6
N40-N41	136.47	5.19	74.22637092	75	1.17537155	2.277088676	2.504798	35.25
N40-N42	106.92	5.19	74.22637092	75	1.17537155	1.784028147	1.962431	35.61
N40-N6	126.26	15.84	129.67377	160	0.788216561	0.3759554	0.413551	36.77
N6-N38	196.5	5.19	74.22637092	75	1.17537155	3.278727375	3.6066	33.57
N6-N39	214.3	5.19	74.22637092	75	1.17537155	3.575731687	3.933305	33.77
N6-N7	397.6	5.46	76.13263652	90	0.858693088	2.831159492	3.114275441	34.01
N5-N11	466.6	64.41	261.4876597	315	0.82691817	0.676565003	0.744222	38.75
N11-N8	303.1	26.09	166.4223262	200	0.83089172	0.765835868	0.842419	39.65

Chapitre IV : Etude de système d'adduction

N8-N13	68.69	12.86	116.8409375	125	1.048458599	0.488319031	0.537151	38.19
N13-N37	257.4	6.43	82.61901921	90	1.01124479	2.54192752	2.796120272	37.12
N37-N45	169.6	6.43	82.61901921	90	1.01124479	1.67486755	1.842354305	36.08
N8-N12	57.02	13.23	118.5098561	125	1.078624204	0.429017589	0.471919	39.11
N12-N44	148.3	6.61	83.76744677	90	1.039553354	1.547664228	1.702430651	37.47
N12-N36	229.2	6.61	83.76744677	90	1.039553354	2.391939589	2.631133548	36.08
N36-N43	134.5	6.61	83.76744677	90	1.039553354	1.403646923	1.544036153	34.41
N11-N14	180.8	38.32	201.691362	250	0.195261146	0.19285547	0.212141	39.9
N14-N16	23.18	2.55	52.02889937	63	0.818444858	0.232457773	0.255704	35.92

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Le débit Q (l/s)	Diamètre de la conduite D (mm)	Diamètre normalisée D(mm)	Vitesses (m/s)	Pert de charge Linaire (m/m)	Pert de charge totale	Pression (m)
N14-N15	119.8	2.66	53.13924344	63	0.853750323	1.307285283	1.438014	37.73
N14-N17	365	33.11	187.4796521	200	1.054458599	1.485295393	1.633825	38.08
N17-N18	97.41	3.5	60.95489265	75	0.792639774	0.739175678	0.813093	36.68
N17-N19	252.1	29.61	177.2938832	200	0.942993631	0.820448393	0.902493	39.1
N19-N21	78.85	2.31	49.51998889	63	0.741414754	0.648897257	0.713787	37.62
N19-N20	81.13	1.96	45.61446487	63	0.629079185	0.480666549	0.528733	37.98

Chapitre IV : Etude de système d'adduction

N19-N22	161.7	25.34	164.0128419	200	0.807006369	0.38541166	0.423953	39.31
N22-N24	76.66	2.24	48.76391412	63	0.71894764	0.593219109	0.652541	36
N22-N23	95.59	2.38	50.26469216	63	0.763881868	0.83505803	0.918564	38.33
N22-N25	134.6	20.72	148.3096548	160	1.031050955	0.685779896	0.754358	37.58
N25-N26	89.13	1.96	45.61446487	63	0.629079185	0.528063719	0.58087	37.85
N25-N30	160.4	18.76	141.1207792	160	0.933519108	0.669931223	0.736924	37.71
N30-N31	102.3	2.94	55.86608191	63	0.943618778	1.363705447	1.500076	36.8
N30-N27	229.5	15.82	129.5918794	160	0.503821656	0.279200237	0.30712	38.81
N27-N28	30.12	5.95	79.47545656	90	0.935755288	0.254695677	0.280165244	37.78
N27-N29	147	4.55	69.49927064	75	1.030431706	1.885159775	2.073676	37.75
N27-N32	171.9	5.32	75.15023876	90	0.836675317	1.162068733	1.2782759	37.74
N32-N33	128.5	3.29	59.09796107	63	1.055954347	2.145088449	2.359597	36.51
N32-N34	194.2	2.03	46.42186321	63	0.651546299	1.234217165	1.357639	36.12
N34-N35	85.43	2.03	46.42186321	63	0.651546299	0.542941156	0.597235	35.78

D'après le tableau précédent, on remarque que les pressions sont relativement bonnes, et ne présentent aucune contrainte pour l'irrigation. Les pressions varient entre 3.4 et 3.9 bars

IV.6.Conclusion

Dans ce chapitre on constate que Les calculs hydrauliques nous indiquent qu'on dispose de multiples choix concernant le système d'irrigation et cela vu les valeurs des pressions aux bornes qui varient de 3.4 à 3.9 bars

En peut garantir l'aspect économique tout en garde un bon dimensionnement que ce soit pour les ouvrages ou bien pour les conduite ainsi les pompes et le choix du système d'irrigation est directement lie a les résultats de la partie adduction.

Chapitre V

Choix des techniques d'irrigation

V.1.Introduction

Ce chapitre concerne le choix de la technique d'irrigation ainsi que le dimensionnement du réseau d'irrigation tout en prenant en considération différents paramètres afin d'atteindre des rendements optimaux avec économie d'eau.

V.2 Choix des techniques d'irrigation

Plusieurs facteurs sont à prendre considération pour le choix des techniques d'irrigation et en particulier :

- La topographie.
- Les ressources en eau.
- La nature du sol.
- Le type de cultures.
- L'automatisation et la télégestion.
- Le facteur économique.

V.2.1 Différentes techniques d'arrosages

Les techniques d'arrosages sont majoritairement réparties en trois classes :

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

V.2.1.1 Irrigation gravitaire

L'irrigation gravitaire est l'application de l'eau aux champs à partir de canaux ouverts se situant au niveau du sol. La totalité du champ peut être submergée, ou bien l'eau peut être dirigée vers des raies ou des planches d'irrigation.



Figure V.1 Irrigation gravitaire

a) Irrigation par ruissellement

Cette méthode consiste à apporter de grosses quantités d'eau et les faire couler sur la surface du sol. On laisse l'eau s'écouler pour s'y infiltrer verticalement jusqu'à atteindre la couche active du sol.

b) Arrosage par submersion

Le principe consiste à donner au sol une couche d'eau plus au moins épaisse, qu'on laisse séjourner pendant le temps nécessaire pour qu'elle pénètre par infiltration à la profondeur utile permettant ainsi au sol de mettre en réserve l'eau indispensable au développement des cultures.



Figure V.2 Irrigation par submersion

c) Irrigation à la raie (sillons)

Les sillons sont des petites rigoles en terre, aménagées dans le sens de la pente du terrain, pour transporter l'eau entre les rangées de cultures. L'eau s'infiltré dans le sol, principalement par les côtés du sillon, tout le long de son trajet dans le sens de la pente du terrain. Cette technique est valable pour l'irrigation de toutes les cultures en lignes et pour toutes les cultures qui ne tolèrent pas la submersion par les eaux de leur feuillage ou de leur collet pour une longue durée. Les sillons sont alimentés par des prises d'eau aménagées sur les berges du canal d'amenée. Ces ouvrages de prise peuvent être soit de simples ouvertures aménagées sur les berges du canal d'amenée, soit des siphons, ou bien des tuyaux d'alimentation passant à travers la berge du canal d'amenée



FigureV.3 Irrigation à la raie.

d) Irrigation en planches

Dans l'irrigation en planches, le champ à irriguer est divisé en bandes (planches) par des diguettes parallèles.

❖ Avantages et les inconvénients de l'irrigation par gravité

• Avantage

- Permet d'irriguer des grandes surfaces.
- Coût d'investissement relativement faible.
- Besoins en énergie nuls

- **Inconvénients**

- Elle nécessite un aménagement préalable du terrain.
- Le volume d'eau utilisé est important.
- Pertes d'eau considérable.
- Elle nécessite beaucoup de mains d'œuvre.
- La durée de l'arrosage est plus longue.

V.2.1.2 Irrigation par aspersion

Le but d'une irrigation par aspersion est l'application uniforme de l'eau sur l'aire occupée par la culture. Le système d'irrigation doit être conçu pour appliquer l'eau à un taux inférieur à la capacité d'infiltration du sol et éviter ainsi les pertes par ruissellement.



Figure V.4 Irrigation par aspersion

- ❖ **Avantages et les inconvénients de l'irrigation par aspersion**

- **Avantages**

- Elle ne nécessite aucun aménagement préalable de la surface d'irrigation.
- Elle provoque une forte oxygénation de l'eau projetée en pluie.
- Elle réalise une importante économie d'eau par comparaison avec les autres systèmes d'irrigation ; elle permet un dosage précis et une répartition régulière de la quantité d'eau distribuée.
- Elle met à la distribution des exploitations des conditions d'arrosage très souples.

- **Inconvénients**

- Elle nécessite au départ, pour chaque irrigant une dépense importante de premier établissement et qu'elle exige souvent une nombreuse main d'œuvre d'explication.
- Elle favorise l'évaporation qui est d'autant plus intense que les gouttelettes sont plus fines et l'aire plus sec.
- Elle favorise le développement des mauvaises herbes.
- Elle exige un choix judicieux des époques d'irrigation, toute irrigation intempestive pouvant provoquer au printemps par refroidissement du sol un retard dans la végétation.
- L'eau donnée en pluie passe le sol et provoqué la formation d'une croute superficielle.

❖ Différentes installations à la parcelle

En pratique, deux solutions extrêmes peuvent être envisagées :

L'installation totalement fixée, et l'installation totalement mobile. Dans l'installation fixée, l'ensemble des équipements (pompe, canalisation, asperseur) sont fixés de façon, permanente, ce qui limite une main d'œuvre, mais occasionne des investissements très élevés.

V.2.1.2.2. Irrigation localisée (Goutte à goutte)

Cette méthode d'irrigation sous pression est appelée ainsi du fait que l'eau est appliquée en des endroits où l'on désire la voir s'infiltrer. Cette application est donc localisée. L'irrigation localisée regroupe tous les systèmes caractérisés par un réseau de distribution à la parcelle, fixe sous pression, permettant des apports d'eau continus ou fréquents en des endroits déterminés par apport au dispositif cultural et de façon telle que l'infiltration ne se produise que sur une fraction réduite de la surface du sol, en l'occurrence la zone racinaire.



Figure V.5 Irrigation goutte à goutte

❖ Avantages et les inconvénients de l'irrigation localisée

- **Avantages**

- **Efficienc e de l'eau**

Peu de pertes par évaporation, puisqu'il n'y a pas de trajectoire aérienne des gouttes d'eau, que le feuillage n'est pas humidifié inutilement, qu'une partie de la surface du sol reste sèche, que la croissance des mauvaises herbes est très limitée (Rieul, 1992).

Il n'y a pas de ruissellement, pas de débordement sur les parcelles voisines ; les doses peuvent être mesurées avec précision, ce qui évite les pertes par percolation dans le sol. La répartition de l'eau n'est pas affectée par le vent, les irrégularités du terrain ne gênent pas.

- **Inconvénients**

- **L'obstruction des goutteurs**

Des particules de sable, des dépôts lents d'argile ou de limons, des précipitations chimiques, le développement de micro-organismes sont les plus souvent rencontrés et favorisent l'obstruction des orifices des goutteurs. Il est à noter que l'entretien et l'élimination des goutteurs obstrués sont longs et onéreux. Le meilleur moyen de prévenir ces obstructions est un procédé par de filtration soignée de l'eau.

- **Accumulation de sels**

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

V.3 Choix de la technique d'arrosage

Pour pouvoir choisir la technique d'irrigation convenable, il est nécessaire de connaître toutes les contraintes de chaque type d'arrosage. Une analyse multicritères des techniques d'arrosage basée sur différentes contraintes est nécessaire pour aboutir au choix de la technique d'irrigation la plus adéquate pour la zone considérée, notre analyse est détaillée comme suit :

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

Contraintes	Irrigation de surface par Rigole	Irrigation par Aspersion	Irrigation Localisée
Evaporation	+	++	++
Vent (1.9 m/s)	+++	++	+++
Texture (argileux-limoneuse)	++	++	+++
Perméabilité (bonne)	++	+++	+++
Pente	++	++	+++
Qualité d'eau (moyenne)	++	++	++
Cultures			
- Maraîchage	+++	+++	+++
- Céréales	x	+++	x
- Arbres	+++	x	+++
Contraintes économiques			
▪ économie d'eau	X	++	+++

Remarque

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

++: Adapté ;

+++ : Très Adapté

V.4. Conclusion

Après l'évaluation des avantages et les inconvénients de chaque méthode, on a pu sélectionner la technique d'irrigation qui s'adapte le mieux aux conditions locales de notre zone d'étude. Donc on opter pour le choix des deux systèmes d'irrigation : irrigation localisée et l'irrigation par aspersion.

Chapitre VI :

Dimensionnement à la parcelle

VI.1 Introduction

L'irrigation localisée et l'irrigation par aspersion se sont les deux techniques les plus efficaces et le plus économiques d'eau. Dans ce chapitre, on va dimensionner deux parcelles : une par goutte à goutte et l'autre par aspersion.

VI.2. Dimensionnement d'un réseau d'irrigation Goutte à goutte

VI.2.1 Données générales

Le réseau d'irrigation sera installé sur l'ilot N9 qui est divisé en deux parcelles. La surface est de 11 ha et 7.39 ha, alimenté par la borne BG9.1 - BG9.2 et dont les pressions calculées sont de l'ordre de 3.74 bars, ce qui est largement suffisant. On choisit BG9.2.

- **Culture : Olivier**

- Espacement entre arbres : 4 m
- Espacements entre rangs : 4 m
- Besoins de pointe 175.17 mm (juillet)

- **Caractéristique du gouteur**

- Débit nominal : 4 l/h
- Pression nominale : 10 m.c.e
- Espacement des gouteurs : 1 m
- Le nombre de gouteurs par arbre : 2

VI.2.2 Besoins d'irrigation en irrigation localisée : Influence du taux de couverture du sol

En micro-irrigation, les apports d'eau étant localisés sur une portion très faible de la surface du sol située au voisinage des plantes, donc à l'ombre du feuillage, la part d'évaporation directe à partir du sol est réduite (Ollier & Poirée, 1983). On applique alors à l'ETM un coefficient de réduction : K_r

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

Keller et Karmeli (1974) :

$$K_r = \frac{C_s}{0.85} = 0.71 \dots\dots\dots (VII.1)$$

La formule de Freeman et Garzoli :

$$K_r = C_s + 0.5(1 - C_s) = 0.8$$

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

Kr =0.80 selon Freeman et Garzoli

Kr =0.70 selon Decroix (CTGREF)

On prendra un coefficient Kr = 0.80

$$B_{jl}=B_j*K_r \quad \dots\dots\dots(VI.4)$$

$$B_j=ETM_c= 5.65*0.8=4.52 \text{ mm/j}$$

1. Dose nette pratique

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

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

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

Tel que : H_{cc} : (27%), H_{pf} : (16%) ; Y : (2/3) ; Z : profondeur des racines (1500 mm)

P : Pourcentage du sol humidifié $P\% = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r}$

P : Volume du sol humidifié

N : Nombre de point (goutteurs) de distribution par arbre =2

S_{pd} : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre = 2

S_h : Largeur de la bande humidifiée = 1m (arbres)

S_r : Ecartement entre rangs d'arbre

S_a : espacement des arbres sur les rangs

$$P\% = \frac{2 \cdot 2 \cdot 1}{4 \cdot 4} = 25\%$$

$$D_p = (27-16) / 100 \times 1500 \times 2/3 \times 1.35 \times 0.25 = 37.125 \quad \mathbf{D_p=37.13mm.}$$

2. Fréquence des arrosages (Fr jours)

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

$$Tr = \frac{Dose\ nette}{ETM_c} = \frac{37.13}{4.52} = 8.21 \text{ jours}$$

Donc on prend Tr = **9 jours**.

3. Calcul de la dose réelle

On recalcule la nouvelle dose réelle (dose brute)

$$Dose\ réelle\ corrigée = B_j \cdot Fr \quad / (Ef.Cu)$$

Cu : coefficient d'uniformité Cu=90%

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

$$\text{Dose relle} = \frac{Dr}{Cu * eff} = \frac{4.52. x 10}{0.9 * 0.9} = \mathbf{55.8 mm}$$

4. Durée de fonctionnement par d'arrosage (h)

$$\theta = \frac{Dbr * Sd * Sr}{n * qg} \text{(VI.4)}$$

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

$$\theta = \frac{55.8 * 2 * 4}{2 * 4} = \mathbf{55.8 heures}$$

5. Durée d'arrosage journalier

$$Dj = \frac{\text{durée d'arrosage}}{Fr} = \frac{56}{8} = 7 \text{ heures/jour}$$

6. Nombre de poste

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{\text{Temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}} = \frac{22}{7} = 3.14$$

On prend 3 postes.

7. Surface du poste

$$Sp = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}} = \frac{7.39}{3} = 2.46 \text{ ha}$$

VI.2.3 Calculs hydrauliques

Les calculs hydrauliques consistent à déterminer les paramètres suivants :

Les débits au niveau de chaque tronçon et à la tête du réseau.

Les diamètres des conduites.

Les vitesses d'écoulement de l'eau dans les conduites.

Les pertes de charges totales.

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

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

La variation maximale de la pression

$$q = K.Hx \quad \text{avec } x=0.5 \text{ (caractéristique du gutteur)}$$

$$\Delta q/q(g) = x \Delta H/H(n) \dots\dots\dots (VII.2)$$

Avec : q(g) : débit nominal du goutteur

H(n) pression nominal x=0.5 pour les goutteurs (circuit court) et H(n) =10 mce (1 bar)

$$0.1=0.5 (\Delta H(\max)))/10$$

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

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

Le reste 1.8 ΔH linéaire = 1.8 m

Donc pour les rampes 2/3. 1.8 = 1.2 m et pour le porte rampe = 1/3. 1.8 = 0.6 m

VI.2.4 Dimensionnement des canalisations du réseau

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

➤ **Les rampes**

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

➤ **Porte-rampes**

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

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

$$\phi r(cal) = \left[\frac{P.d.c (r)*2.75}{0.478*Q(r)^{1.75} L(r)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} \dots\dots\dots(VI.12)$$

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

Avec :

- Pdc(r) : la perte de charge dans la rampe
- Q(r) : le débit de la rampe en l/h
- L(r) : la longueur de la rampe en m

- \varnothing_r (cal) : le diamètre de rampes
- \varnothing_{pr} (cal) : le diamètre de porte rampe

1. Pour les rampes : L= 150 m

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

Le nombre d'arbres par rampe

$N_{arbres} = L_r/E_a = 150/4 = 37.5 \Rightarrow 38$ arbres

Nombre des goutteurs par rampe

$N = N_{arbres} * n = 38 * 2 = 76$ goutteurs

Débit de la rampe

$Q_r = N_g * Q_g \quad Q_r = 4 * 32 = 128$ l/h

$$\varnothing_r(cal) = \left[\frac{P.d.c(r) * 2.75}{0.478 * Q(r)^{1.75} L(r)} \right]^{\frac{1}{4.75}} = 11.42 \text{ mm}$$

$D_{rampe} = 11.42$ mm, on prend DN = **16 mm**

Vérification des pertes de charges

Pour la détermination des pertes de charges des différents tronçons de la canalisation après choix du diamètre, On recalcule les pertes de charges pour un D = 12 mm

Perte de charge selon hazen-williams

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_w} \right)^{1.852} \cdot \frac{L}{D^{4.87}} \cdot Q^{1.852} \dots\dots\dots(\text{VI.14})$$

Où : L : la longueur de la conduite ;

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

Chapitre VI : Dimensionnement à la parcelle

$C_w = 130$ PEBD,

$\Delta H_{\text{rampe}} = 0.62 \text{ m} < 1.2 \text{ m}$

2- Pour le porte rampe : $L=164$

Le nombre des rampes

$N_r = L_{pr}/E_r = 164/4 = 41$ rampes.

Débit du porte rampe

$Q_{pr} = Q_r * N_r = 128 * 41 = 5248 \text{ l/h}$

Nombre de porte rampe

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

3. Pour la conduite tertiaire

$Q_{csl} = Q_{pr} * N_{pr} = 5248 * 1 = 5248 \text{ l/h} = 0.0014 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\phi_{pr(cal)} = \left[\frac{P.d.c(pr) * 2.75}{0.478 * Q(pr)^{1.75} L(pr)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} = 52.19 \text{ mm}$$

Donc on prend $\phi_{pr} = 75 \text{ mm}$

Tableau VI.1 : Calcul de diamètre de la rampe

Culture	Surface (m ²)	Lr (m)	Ng	Qr (l/h)	ΔH_r (m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse (m/s)	ΔH_{cal} (m)
Olivier	26400	150	76	128	1.2	11.42	16	0.17	0.62 < 1.2

Tableau VI.2. Calcul de diamètre de la porte rampe

Culture	Surface m ²	Lpr (m)	N Rampe	Qpr (l/h)	$\Delta H_{p.r}$ (m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse (m/s)	hcal(m)
Olivier	26400	164	41	5248	0.6	52.19	75	0.44	0.36 < 0.6

Chapitre VI : Dimensionnement à la parcelle

On remarque que le choix des diamètres normalisés des rampes et porte rampes vérifie les critères de Christensen.

Calcul des diamètres de la conduite tertiaire

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

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

avec : Q : débit de la conduite considérée (m³/s); V : vitesse d'écoulement (m/s).

Tableau VI.3 : Calcul de diamètre des conduites tertiaires

Culture	Surface m ²	L(m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)	hcal (m)
Olivier	26400	150	0.005	1.05	77.88	100	0.63	0.79

Calcul de la pression d'eau à la borne de distribution

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

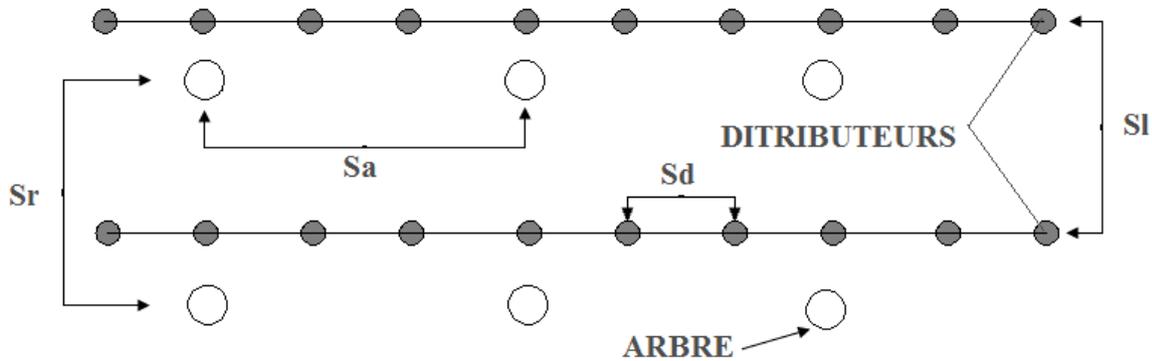
Tableau VI.4:Récapitulatif des calculs hydrauliques.

Conduites	La rampe	Porte rampe
Longueur(m)	150	164
Diamètre(m)	16	75
Débit (m ³ /s)	0.000035	0.0014
Pertes de charge(m)	0.62	0.36

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

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

$$P(m) = 10+0.62+0.36+0.79= \mathbf{11.77m.}$$



FigureVI.1 schéma représentative d'un réseau goutte a goutte

VI.2. Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion

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

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

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

VI.2.1Données générales

- **Choix de la culture :** Pour laquelle la totalité des canalisations et des asperseurs est mise en place sur la parcelle, durant toute la campagne d'irrigation.

Dans notre cas nous avons choisi l'irrigation de la Luzerne,

- **Choix des parcelles et de l'ilot :** la parcelle choisie pour l'arrosage par aspersion est dans l'ilot 1 qui présente une superficie de 10.6 ha et qui dispose d'une pression de 3.4 bars.

Surface : 10.6 ha

Longueur : 325 m

Largeur : 325 m

Temps de travail : 20 heures par jour, et 26 jours par mois

Besoins en de pointe : 215.85 mm/mois pour le mois de pointe (juin).

Perméabilité du sol : le sol est de type sol argil permeabilité estimée à:

K=7 mm/h.

- **Dose pratique :** RFU : elle est calculée comme suit :

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

Y: degré de tarissement : égal à 2/3 ;

Da: densité apparente : égale à 1.35

Z: profondeur d'enracinement mm (100cm)

Hcc: humidité à la capacité au champ (27%)

Hpf : humidité au point de flétrissement (16%).

RFU= 99 mm

VI.2.2. Dimensionnement théorique

- a) **Calcul du diamètre de l'ajutage**

$$P = \frac{1.5 \cdot d}{1.04} \dots\dots\dots(VI.15)$$

D'où : $d = \frac{7 \cdot 1,04}{1,5} = 4,85 \text{ m m}$

D'après la fiche technique d'un arroseur de type PERROT (**Annexe 4**), le diamètre de la buse normalisé le plus proche est de 4.8 mm.

- a) **Calcul de la portée du jet (L)**

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

$$L = 3 \cdot d^{0,5} \cdot h^{0,25} \dots\dots\dots(VI.16)$$

Avec : d : le diamètre de la buse (mm)

h : pression à la buse (m), dans notre cas P= 3.4 bars, hauteur d'eau =30m.

$$L = 3 \cdot (4,80)^{0,5} \cdot 30^{0,25} = 15,38m$$

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

D'après le catalogue (**annexe 4**), pour le diamètre de la buse de 4,80mm à une pression minimale de 3 bars, la portée calculée est de 16,0m.

b) Ecartements entre les rampes et arroseurs

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

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

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

Notre zone d'étude présente des vitesses maximales de vents de l'ordre de 3 m/s=10.8Km/h, donc on prend les valeurs suivantes :

$$E_l = 1,25 \cdot 16 = 20m$$

$$E_a = 0,8 \cdot 16 = 12,8m$$

Les valeurs normalisées des écartements sont comme suit :

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

La surface mouillée (m²) = 216 m².

c) Débit de l'asperseur

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

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

$$q = 0,95 \cdot \frac{3,14 \cdot (4,8 \cdot 10^{-3})^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 30} = 0,00042m^3/s \quad \dots\dots\dots(VI.17)$$

$$q = 1,5m^3/h$$

Avec q débit de l'asperseur (m³/s).

d) Vérification de la pluviométrie de la buse

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

$$p = \frac{q}{E_l \cdot E_a} \dots\dots\dots(\text{VI.18})$$

Q : est le débit de l'asperseur choisi, q=4.2 10⁻⁴ m³/s = 1.5 m³/h

$$\text{D'où } p = \frac{1,50}{18 \cdot 12} = 6,9 \text{ mm/h}$$

Donc le diamètre de la buse choisi assurera une pluviométrie P≤K=7 mm/h.

e) Calcul du tour d'eau :

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

$$T_{eau} = \frac{Dose_{RFU} \cdot N_J}{B_{mp}} \dots\dots\dots(\text{VI.19})$$

$$T_{eau} = (99 \cdot 26) / 215.85 = 11.9 \text{ jours.}$$

On prend un tour d'eau de 12 jours.

Donc on irrigue 2 fois par mois.

f) La dose réelle :

$$D_r = T_{eau} \cdot \text{les besoins journaliers} = 12 \cdot 7.195$$

$$D_r = 86.34 \text{ mm.}$$

g) Calcul de la dose brute :

$$D_b = \text{La dose réelle} / 0,75 = 86,34 / 0,75 = 115.12 \text{ mm}$$

h) Temps d'arrosage :

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

$$T = \frac{\text{dose_brute}}{\text{pluviometrie}} = 115.12 / 7 = 16.44 \text{ h}$$

T = 17 h avec une dose brute de de 115.12 mm

Donc on pourra adapter une position par jour pour un asperseur.

i) Calcul du débit d'équipement (Qeq) :

$$Qeq = \frac{S(ha).B(mm).10}{T.n.Nj} = \frac{10.6.215.85.10}{17.1.26} = 51.76m^3/h$$

j) Calcul de l'unité d'arrosage (SU) :

La surface unitaire arrosée : $SU = \frac{S}{Teau.n} = \frac{10.6}{17.1} = 0.62ha = 0.6ha$

k) Nombre d'asperseur requis (Nasp) :

$$Nasp = \frac{SU.10000}{El.Ea} = \frac{0.6.10000}{18.12} = 27.7asp$$

tel que: La dose réelle brute d'arrosage = la dose réelle/0.75

l) Calcul du volume fourni par un asperseur par mois

V= nbr de position par jour . nbr jrs d'irrigation par mois . Dose . Ea . El

$$V = (1 \cdot 26 \cdot 115.12 \cdot 12 \cdot 18) / 1000 = 646.51 \text{ m}^3$$

Volume à épandre en 1 mois sur toute la parcelle :

Vt = besoins mensuels * surface

$$Vt = 215.85/1000 * 10.6 * 10^4 = 22880.1 \text{ m}^3$$

VI.2.3. Dimensionnement hydrauliques des rampes :

A. Longueur de la rampe

La longueur de la rampe est donc :

Pour le type 1 : $L = n.E$

d'où :

$$L = \text{largeur de terrain} / 2 - Ea/2 = 325/2 - 12/2 = 156.5 \text{ m}$$

B. Nbre asperseur/rampe (N) :

$$N = \text{largeur}/Ea = Lr/Ea = 156.5/12 + 1 = \mathbf{12.03 \text{ asperseurs} = 12 \text{ asperseurs}}$$

C. Nombre de rampes(Nr) :

$N_r = N_{asp} / (\text{nbr asp/ rampe}) = 2 \text{ rampes.}$

On travaille avec une rampe.

D. Calcul du débit de la rampe(Qr) :

$Q_r = \text{le débit de l'asperseur} \times \text{le nombre d'asperseur/ rampe.}$ (VII-8)

Le débit de la rampe : $Q_r = 1,50 * 12 / 2 = 9 \text{ m}^3/\text{h} = 0.0025 \text{ m}^3/\text{s}$

Nombre de position des rampes :

$$N_r = \frac{L_r}{E_l} = \frac{325}{18} \approx 18$$

L_r : longueur du terrain = 325 m, E_l : espacement entre les rampes (=18m).

E. Calcul du Diamètre de la rampe

$$\text{Diamètre de la rampe : } D_R = \sqrt{\frac{4Q_R}{\pi.V}}$$

Avec V : vitesse de l'écoulement à travers la rampe

Ou : $V \leq V_{ADM}$; $V_{adm} \in [0.5 \div 2.5] \text{ m/s}$

On suppose que $V = 1.5 \text{ m/s}$ et on calcule D_R

$$D_R = \sqrt{\frac{4 \cdot 2.510^{-3}}{\pi \cdot 1.5}} = 0.046 \text{ m} = 46 \text{ mm},$$

Les conduites en PEHD disponibles sur le marché ont les diamètres suivants:

50 ; 63 ; 75 ; 90 ; 110 ; 125 ; 160 et 200mm.

Le diamètre normalisé ($D_r = 50 \text{ mm}$). On prend $D = 90$ pour vérifie Christiane

La nouvelle vitesse sera :

$$v = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} = \frac{4 * 2.5 * 10^{-3}}{\pi * (90 * 10^{-3})^2} = 0.39 \text{ m/s}$$

F. Dimensionnement de la porte-rampe

La longueur de la porte-rampe est calculée par :

$$L_{pr}=325-18/2 =316 \text{ m}$$

On recalcule avec le porte-rampe

$$Q_{p_rampe}= Q_{asp} * n_{asp}/rampe * N_{rampe} =1.5 * 12/1 \quad Q=0.005 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Ou : } V \leq V_{ADM} ; V_{adm} \in [0.5 \div 2.5] \text{ m/s}$$

On suppose que $V = 1.5 \text{ m/s}$ et on calcule D_R

$$D_{pr} = \sqrt{\frac{4.5 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot 1.5}} = 0.065 \text{ m} = 65 \text{ mm},$$

On prend donc un diamètre de la porte rampe de 110mm.

La nouvelle vitesse sera :

$$v = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} = \frac{4 * 5 * 10^{-3}}{\pi * (110 * 10^{-3})^2} = 0.52 \text{ m/s}$$

G. Calcul des pertes de charge :

L'expression générale des pertes de charges linéaire dans les conduites est calculée généralement par une formule de type Hazen Williams :

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

Ou ΔH = Perte de charge unitaires (m/m)

Q : Debit de la conduite en m³/s

CH : coefficient equivaut à 130.

Pour la rampe on a : L=156.5 m, D= 0.09 m, Q= 0.0025 m³/s

$$\Delta H_{rampe} = 0.38 \text{ m} .$$

Pour la porte rampe on a : L=316m, D=0.11m, Q=0.005m³/s

$$\Delta H_{porte-rampe} = 1.04 \text{ m} .$$

Les pertes de charges totales pour les rampes sont de 0.38m et 1.04m pour la porte rampe.

Donc :

$$\Delta H_t = 0.38 + 1.04 = 1.42 \text{ m de perte de charge, la règle de Christiansen est donc respectée.}$$

VI.2.4 Calcul de la pression en tête du réseau

C'est la pression nécessaire pour le bon fonctionnement du dernier asperseur.

$$H = H_1 + H_2 + H_3$$

H : pression à la tête de la parcelle.

H1 : pression nécessaire pour le bon fonctionnement d'un asperseur (3bar).

H2 : perte de charge totale de la rampe

H3 : la dénivelée. (0 m. terrain relativement plat)

$$H=30+1.42+0=31.42\text{m.}$$

P=3.142 bar, ce qui est largement suffisant vu la pression aux bornes qui est de 3.4 bars.

VI.3.Conclusion

Le choix de techniques d'irrigation est d'une grande importance dans l'aménagement d'un périmètre, puisqu'il joue un rôle capital dans le rendement des cultures. Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement de deux systèmes d'irrigation : aspersion et goutte à goutte. Ces systèmes d'irrigation sont modernes, pratiques et nettement plus économiques.

Il est clair que l'irrigation par goutte à goutte est meilleur en terme d'économie d'eaux aussi en terme de pression il ne nécessite pas des grandes pressions 1 bar est suffisant au contraire à l'aspersion, A ce titre on a choisi le goutte à goutte pour l'olivier et l'aspersion pour la luzerne.

Chapitre VII

Étude technico- économique

VII. Introduction

Le but de ce chapitre est l'estimation économique du coût d'aménagement des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions, pour notre projet d'irrigation on a les travaux de la conduite d'adduction, le réseau de distribution et la station de pompage.

VII.2 Différents travaux à entreprendre

VII.2.1 Exécution des tranchées

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

VII.2.2 Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 20cm dans notre cas.

VII.2.3 Pose des conduites

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

VII.2.4 Epreuve de joint et de la canalisation

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

VII.2.5 Remblayage des tranchées

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

VII.2.6 Nivellement et compactage

Chapitre VII : Etude technico-économique

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

VII.3 Facture des différents types de conduites du réseau de distribution

Les prix des conduites sont détaillés comme suit :

Tableau VII.1 : Facture des différents types de conduites du réseau de distribution.

Conduites	Type de conduite	Unités de mesure	Quantité (m)	Prix unitaire (DA/m)	Montant (DA)
Ø 63	PEHD	Ml	1074.77	137.18	147436.94
Ø 75	PEHD	Ml	898.6	193.61	173977.94
Ø 90	PEHD	Ml	1180.62	278.35	328625.57
Ø 110	PEHD	Ml	780.8	416.10	324890.88
Ø125	PEHD	Ml	125.71	530.10	66638.87
Ø 160	PEHD	Ml	650.76	868.3	565054.9
Ø 200	PEHD	Ml	1355.57	1358.5	1841541.84
Ø 250	PEHD	Ml	180.8	2109.00	381307.2
Ø 315	Fonte	Ml	466.6	3363	1569175.8
Ø 400	Fonte	Ml	1060.5	5396.00	5722458
Total (HT)					11 121 107.94
TVA (19%)					2 113 010.5
Total (TTC)					13 234 118.45

Tableau VII.2 : Fourniture de pose de pièces spéciales.

Pièces	Unité de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
bornes d'irrigation 100 mm	U	28	50 000	1400000
Goutteur autorégulant 04 l/h	U	3116	7.37	22964.92
Asperseur	U	216	600	129600
Vanne Ø400	U	3	416270,43	1248811
Vanne Ø110	U	2	11 098,26	22196.52
Vanne Ø200	U	4	29 684,30	118737.2
Vanne Ø160	U	3	16 737,18	50211.54
Vanne Ø250	U	1	42 204,65	42204.65
Vanne Ø125	U	2	12 000	24000

Chapitre VII : Etude technico-économique

Vanne Ø90	U	1	9 334,92	9334.92
		TVA (19%)	582931.5976	3 068 061
			Montant TTC	3 650 993

VII.4 Frais des travaux sur réseau d'irrigation

Il s'agit des frais des travaux exécutés pour la réalisation des tranchées et autres emplacements pour la pose de canalisations :

VII.4 .1 Calcul des volumes de déblais et remblais

La pose des conduites dans le réseau se fait dans des tranchées conçues selon le tracé et l'itinéraire des lignes de conduites et prend en compte les longueurs, les largeurs et les hauteurs de chaque tranchée conçue à recevoir une conduite de diamètre spécifique

La largeur de la tranchée varie selon la section des conduites est de :

$$l = D + 2 \times 0.3 \quad (\text{m})$$

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.

D : diamètre de la conduite.

VII.4 .2 Volume du déblaiement

Le volume des déblaiements sera alors égal à :

$$V_{\text{deb}} = L \times H \times l \quad (\text{m}^3)$$

VII.4 .3 Volume de remblais

Le volume du remblai est égale à celui des déblais duquel on soustrait le volume de la conduite enterrée on aura donc :

$$V_{\text{remb}} = V_{\text{deb}} - V_{\text{cond}}$$

Avec : $V_{\text{cond}} = \left(\pi \frac{D^2}{4}\right) \cdot L$

Donc : $V_{\text{remb}} = V_{\text{deb}} - \left(\pi \frac{D^2}{4}\right) \cdot L$

VII.4 .4 Volume de sable

Le Volume du sable nécessaire pour le lit de sable est égale à :

$V_{\text{sable}} = h_{\text{sable}} \times L \times l$

La figure si après illustre la disposition de la conduite au niveau de la tranchée :

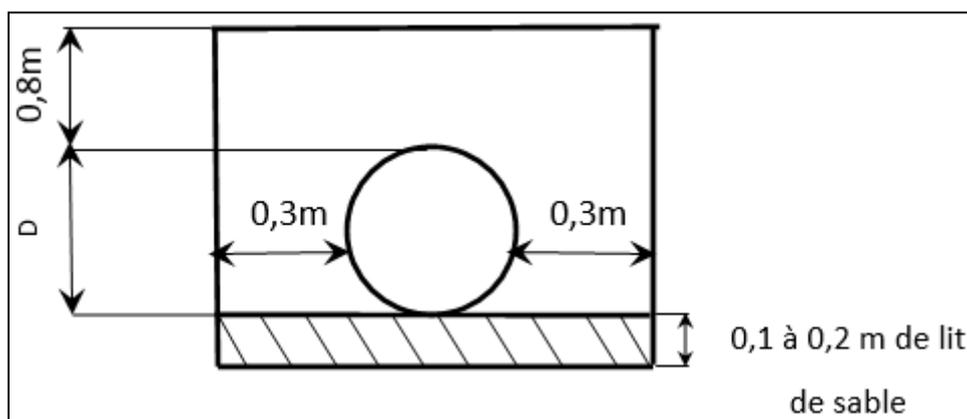


Figure VII.1 : Disposition de la conduite dans une tranchée

Calcul des différents volumes

Tableau VII.3 : Coût des travaux de terrassement.

Conduites	l (m)	h (m)	L (m)	V _{deb} (m ³)	V _{cond} (m ³)	V _{sable} (m ³)	V _{remb} (m ³)	V _{excédentair} (m ³)
Ø 63	0.663	0.963	1 075	686.2073	3.348623	71.25725	611.6015	74.60587
Ø 75	0.675	0.975	898.6	591.3911	3.967881	60.6555	526.7677	64.62338
Ø 90	0.69	0.99	1180.62	806.4815	7.506972	81.46278	717.5118	88.96975
Ø 110	0.71	1.01	780.8	559.9117	7.416429	55.4368	497.0585	62.85323
Ø125	0.725	1.025	125.71	93.41824	1.541912	9.113975	82.76236	10.65589
Ø 160	0.76	1.06	650.76	524.2523	13.07767	49.45776	461.7168	62.53543
Ø 200	0.8	1.1	1 355.57	1192.902	42.5649	108.4456	1041.891	151.0105
Ø 250	0.85	1.15	180.80	176.732	8.8705	15.368	152.4935	24.2385
Ø 315	0.915	1.215	467	518.7309	36.34423	42.6939	439.6928	79.03813
Ø 400	1	1.3	1 060.50	1378.65	133.1988	106.05	1139.401	239.2488
Total				6 529		599.9416	5670.897	857.7795

Chapitre VII : Etude technico-économique

Conduites	Unités de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	M ³	6 529	1000	6529000
Pose du lit de sable	M ³	599.9416	1100	659935.8
Remblai de la tranchée	M ³	5670.897	600	3402538
Evacuation de terres excédentaires à la décharge	M ³	857.7795	500	428889.8
TOTAL (DA) +TVA				13 114 232.81

VII.4.5. Estimation du cout total de l'installation du réseau

Le cout total des travaux est estimé comme suit :

$$P_t = F_{\text{conduites}} + F_{\text{fourniture}} + F_{\text{terrassement}}$$

Le cout total de l'installation des conduites en prenant en compte toutes les opérations financières est de l'ordre de :

$$CT = 13\,234\,118.45 + 3\,650\,993 + 13\,114\,232.81 = 29\,999\,344.26 \text{ DA}$$

VII.5 Frais des travaux sur le réservoir

Les opérations à suivre pour la réalisation :

- Terrassements :
 - Décapage des terres végétales.
 - Fouille en grande masse jusqu'au bon sol.
 - Remblai en terre épierrée.
 - Transport des terres excédentaires.
- Coffrage :
 - Radier.
 - Voile.
 - Coupole.
- Béton :
 - Béton de propreté dosé a 150kg/m³.
 - Béton : radier, voile (400kg/m³) ; coupole (350kg/m³)
- Enduit et peinture :
 - Enduit : étanche sur la surface intérieure avec des adjuvants dosés a 600kg/m³.

- Peinture :
 - * badijonage des surfaces en terre par du fillincotte
 - *Etanchéité de la coupole par des paxa-aluminium.
 - *Peinture vinylique sur la partie apparente.

➤ Menuiserie métallique :

- Carpeau métallique.
- Grille d'aération métallique.
- Echelles galvanisées.

VII.5.1 Terrassement

➤ **Décapage**

$$S_{\text{dec}} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$S_{\text{dec}} = 3.14 * (16 + 0.3 * 2 + 2)^2 / 4 = 271.57 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{dec}} = S_{\text{dec}} * e = 271.57 * 0.1 = 27.15$$

Avec: e = 10 cm

$$V_{\text{dec}} = 27.15 \text{ m}^3$$

➤ **Les fouilles en grand masse**

$$D = D_{\text{ext}} + 2 \text{ m}$$

$$D = 18.6 + 2 = 20.6 \text{ m}$$

$$S_f = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi * 20.6^2}{4} = 333.12 \text{ m}^2$$

$$V_f = S_f * h_{\text{bs}} = 333.12 * 2.2$$

h_{bs} : hauteur du bon sol c'est 2.2m.

$$\Rightarrow V_f = 732.86 \text{ m}^3$$

➤ **Volume des terres**

$$V_t = V_f * C_f = 733 * 1.3$$

$$\Rightarrow V_t = 952.72 \text{ m}^3$$

➤ **Les remblais des fouilles**

$$V_{rf} = S * h_{bs} - V_{bp}$$

$$V_{rf} = \frac{\pi(D_{fext}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h_{bn} - 2$$

$$V_{rf} = 3.14 * (20.6^2 - 18.6^2) / 4 * 2.2 - 2$$

$$\Rightarrow V_{rf} = 133.39 \text{ m}^3$$

➤ Volume du déblai a transporté

$$V_t - V_{rf} = 952.72 - 133.39 = 819.33 \text{ m}^3$$

VI.5.2 Bétonnage

➤ Volume de béton de propreté

$$V_{bp} = S_{bp} * e_{bp}$$

$$S_{bp} = \frac{\pi(D_{ext} + 0.1)^2}{4} = \frac{\pi 18.7^2}{4} = 274.5 \text{ m}^2$$

$$V_{bp} = 274.5 * 0.2$$

$$\Rightarrow V_{bp} = 54.9 \text{ m}^3$$

➤ Volume de radier

$$V_{rad} = S_{rad} * e_r$$

$$S_r = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi 18.6^2}{4} = 271.57 \text{ m}^2$$

$$V_r = 271.57 * 0.35$$

$$\Rightarrow V_r = 95.04 \text{ m}^3$$

➤ volume des voiles

$$V_{bv} = \frac{\pi(D_{ex}^2 - D_{int}^2)}{4} * H_{rad} = 3.14 * (20.6^2 - 18.6^2) / 4 * 0.35$$

$$\Rightarrow V_{bv} = 21.54 \text{ m}^3$$

➤ Le volume de la coupole

$$S_c = 2\pi R_{moy} * f$$

$$R_{moy} = (R_{ext}^2 + f^2) / 2f = (9.3^2 + 1.2^2) / (2 * 1.2) = 36.63m$$

$$S = 2 * 3.14 * 36.63 * 1.2 = 276.04m^2$$

$$V_c = S * ef$$

$$V_c = 276.04 * 0.10$$

$$\Rightarrow V_c = 27.6m^3$$

VII.5.3 Enduit et peinture

$$S_{end} = \frac{\pi D_{int}^2}{4} + \pi D_{int} * H_r$$

$$\Rightarrow S_{end} = 292.02 m^2$$

$$\Rightarrow S_{ext} = 355.76 m^2$$

VII.5.4 Les engins

Dans la réalisation des réservoirs on aura besoin :

- La niveleuse pour le décapage.
- La pelle hydraulique ou une chargeuse pelleteuse pour les fouilles.
- Une bétonnière pour la préparation du béton.
- Des camions pour le transport des matériaux et des déblais.
- Un compacteur pour compacter les remblais.

Tableau VII.4 : Coût des travaux de réalisation du réservoir de 1000m³.

N°	Désignation des travaux	U	Qté	Prix Unitaire	Montant en HT
1	Terrassement en grande masse pour plateforme de travail en terrain de toute nature	M3	27.15	450,00	12 217.5
2	terrassement de la cuve du réservoir en terrain de toute nature travaux mécaniques,	M3	732.86	450,00	329 787
3	étude géotechnique	ENS	1	500 000,00	500 000,00

Chapitre VII : Etude technico-économique

4	f/p de béton de propreté dosé à 200kg/m ³ y/c toute suggestion de bonne exécution	m ³	54.9	7 000,00	384 300.00
5	f/p de béton armé dosé à 400kg/m ³ pour radier et paroi du réservoir, ferrailage selon plan	M3	95.04	55 000,00	5 227 200.00
6	f/p de béton armé dosé à 350kg/m ³ pour poutre et coupole du réservoir, ferrailage selon plan remis y compris toute suggestion de mise en place, coffrage décoffrage.	M3	27.6	48 000,00	1 324 800.00
87	enduit en mortier de ciment en triple couche étanche sur paroi intérieur	M2	292.02	1 400,00	408 828.00
8	enduit en mortier de ciment en deux couches sur paroi extérieur	M2	355.76	950,00	337 972.00
9	réalisation d'une chambre de vanne de dimension intérieur de 4m*4m y compris maçonnerie en brique, enduit en mortier de ciment sur mur et sous plafond, f/p d'une porte métallique avec serrure de sécurité, f/p de grille d'aération 1m*0,5 et f/p d'équipement d'éclairage	M2	16	45 000,00	720 000,00
11	Fourniture et pose du geomembrane en PEHD, ep=1,5mm pour le revêtement d'un bassin agricole, y compris fourniture et pose de géotextile non tissé en polypropylène AP 50 (500g/m ²) type AFITEX	M2	7000	870.00	6 090 000.00
12	fourniture et pose de fontainerie comprenant conduite d'adduction, de distribution, trop plein, vanne de vidange, ventouse sur conduite de distribution, vanne de distribution	ENS	1	1 000 000,00	1 000 000,00
TOTAL EN HT				16 335 104.5	
TOTAL EN TTC				19 438 774.36	

VII.6. Devis pour la station de pompage

- La hauteur $H= 5.5\text{m}$
- La longueur $L= 18\text{ m}$
- La largeur $l = 9\text{ m}$
- H : hauteur de poteau = 5.5 m
- Poteaux : $b\times b=30\times 30\text{ cm}$
- Poutres : $b\times b= [(40\text{à}50) \times 30]\text{ cm}$
- Brique $30\times 20\times 15\text{ cm}$

($L = 5.6\text{m}$; $l = 3.9\text{ m}$; $n_p=12$)

Schéma explicatif :

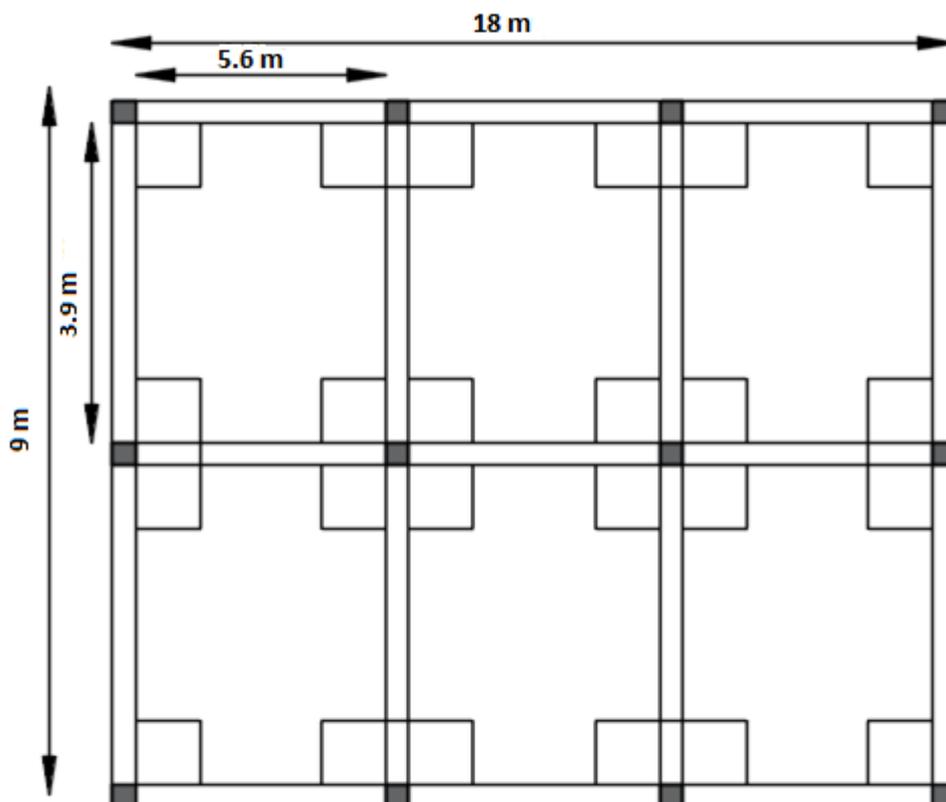


Figure VII.2 : schéma explicatif de la station de pompage

VII.6.1 Volume des travaux

- **Décapage :** $V_d = L \times l \times e_d$

$$V_d = 18 \times 9 \times 0.1 = \mathbf{16.2 \text{ m}^3}$$

- **Excavation :** $V_{ex} = 1 \times 1 \times 0.9 \times n_p$

$$V_{ex} = 0.9 \times 12 = \mathbf{10.8 \text{ m}^3}$$

- **Déblai :** $V_D = 16.2 + 10.8 = \mathbf{27 \text{ m}^3}$

- **Béton de propreté :** $V_{b,p} = 10 \text{ cm} \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times n_p$

$$V_{b,p} = 0.1 \times 1 \times 1 \times 12 = \mathbf{1.2 \text{ m}^3}$$

- **Béton ordinaire (Béton armé 350 kg /m³) semelle**

$$V_{B.A.S} = 1 \times 1 \times 0.3 \times n_p$$

$$V_{B.A.S} = 1 \times 1 \times 0.3 \times 12 = \mathbf{3.6 \text{ m}^3}$$

- **Demi-Poteaux :** $V_{D.P} = (0.6 \times 0.3 \times 0.3) \times n_p = \mathbf{0.648 \text{ m}^3}$

- **Remblai fouilles**

$$V_R = n_p [V_{\text{deblai/excav}} - V_{b,p} - V_{B.A.S} - [(V_{D.P} (0.3 \times 0.3 \times 0.1))]]$$

$$V_R = 12 (27 - 1.2 - 3.6 - (0.648 (0.3 \times 0.3 \times 0.1))) = \mathbf{266.33 \text{ m}^3}$$

- **Volume béton de propreté au-dessous de la ceinture**

$$V_{B.P.C} = ((16 \times L) + (15 \times l)) \times 0.1 \times 0.3$$

$$V_{B.P.C} = ((16 \times 5.6) + (15 \times 3.9)) \times 0.1 \times 0.3 = \mathbf{4.31 \text{ m}^3}$$

- **Béton armé Longrines**

$$V_{B.A.Longrine} = ((16 \times L) + (15 \times l) + (n_p \times 0.3)) \times e \times 0.3 \quad e = \mathbf{50 \text{ cm}}$$

$$V_{B.A.Longrine} = ((16 \times 5.6) + (15 \times 3.9) + (12 \times 0.3)) \times 0.5 \times 0.3 = \mathbf{22.76 \text{ m}^3}$$

- **Le volume occupé par le Brique**

$$V_{\text{brique}} = 12 \times 3 \times [2 \times L + 2(1 - 2 \times 0,15)] \times 0,2 \times 0,15 \text{ avec : Brique (30.20.15) cm}$$

$$V_{\text{brique}} = 12 \times 3 \times [2 \times 5,6 + 2(3,9 - 2 \times 0,15)] \times 0,2 \times 0,15 = \mathbf{19,88 \text{ m}^3}$$

- **Nombre de Brique**

$$V_{\text{brique}} = 0,3 \times 0,2 \times 0,15 = \mathbf{0,009 \text{ m}^3} \quad (1 \text{ Pièce})$$

$$N_{\text{brique}} = \frac{9}{0,009} = \mathbf{2209 \text{ pièces (Briques sous la ceinture)}}$$

- **Chape (Plate forme)**

- **Graviers** (épaisseur = 3 cm)

$$V_{\text{graviers}} = 12 \times (L \times 1) \times 0,3 = 6 \times (5,6 \times 3,9) \times 0,3 = \mathbf{78,62 \text{ m}^3}$$

- **Chape de béton armé = 7 cm**

$$V_{\text{B.A.chape}} = 12 \times (L \times 1) \times 0,7 = 6 \times (5,6 \times 3,9) \times 0,7 = \mathbf{183,46 \text{ m}^3}$$

- **Poteaux (Béton armé)**

$$V_p = n_p \times (0,3 \times 0,3 \times H)$$

tq : (H= 3 à 4) On prend **H= 4 m**

$$V_p = 12 \times (0,3 \times 0,3 \times 4) = \mathbf{4,32 \text{ m}^3}$$

- **Dalle** $V_{\text{dalle}} = V_{\text{B.A.chape}} = \mathbf{183,46 \text{ m}^3}$

- **Poutre** $V_p = 0,2 V_{\text{dalle}} = \mathbf{11,79 \text{ m}^3}$

- **Maçonnerie extérieur**

$$S_{\text{Brique}} = 0,2 \times 0,3 = \mathbf{0,06 \text{ m}^2} \quad (1 \text{ pièce})$$

$$N_{\text{Brique}} = [2 \times (8 \times L + 6 \times 1) \times H] / S_{\text{Brique}} = \mathbf{7885 \text{ pièces (brique sur la ceinture)}}$$

$$N_{\text{TOTAL.Brique}} (\text{Brique 30-20-15}) = 7885 + 2209 = \mathbf{10094 \text{ pièces}}$$

VII.6.2. Estimation du cout de la station de pompage

Tableau VII.5: Estimation de cout de la station de pompage.

Désignation des travaux	Unités	Quantité	Prix unitaire	Montant (Da)
Décapage	m ³	16.2	250	3000
Excavation	m ³	10.8	400	4320
Béton de propreté	m ³	1.2	12000	14400
Béton armé				
Semelles	m ³	3,6	25000	90000
Demi-poteaux	m ³	0,648	25000	16200
Poutre	m ³	11,79	25000	294750
Chape	m ³	183.46	25000	3439750
Poteaux	m ³	4,32	25000	108000
Longrine	m ³	22.76	25000	485500
Ceinture	m ³	4.31	25000	94500
Gravier	m ³	78.62	25000	1474250
Remblai				
Fouille	m ³	266.33	450	97168,5
la dalle	m ³	183.46	450	82557
Maçonnerie				
Briques	U	10094	29	249168
Total (DA)			8 255 601.5	
TVA (19%)			1568564.28	
PRIX TOTAL			9 824 165.78	

VII.7 Estimation du coût total du projet

Le devis des différentes opérations sont comme suit :

Devis des travaux (réseau de distribution) **13 234 118.45 DA**

Devis de l'équipement de distribution **3 650 993 DA**

Devis du réservoir **19 438 774.36DA**

Devis du système de pompage **9 824 165.78 DA**

Donc le devis total du projet est estimé à : **46 148 051.59 DA**

VI.8 Conclusion

L'estimation du coût total du projet a donné un montant global de **quarante-six million cent quarante-huit mille cinquante et un DA**. Ce montant est un peu élevé, cela est dû aux coûts de la station de pompage et celui du réservoir.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'aménagement hydro agricole du périmètre de Boumahra Ahmed (Wilaya de Guelma) qui s'étend sur une superficie nette de 180 ha irrigué à partir du forage a fait l'objet de ce mémoire de fin d'études qui comporte plusieurs chapitres.

En premier lieu, une étude détaillée de la région et sous différents angles a permis de classer son climat comme étant semi-aride.

Deuxièmement il a été question de l'identification des ressources en sol et en eau disponible dans notre région afin de les exploiter au mieux dans la réalisation du projet.

Puis vient alors l'estimation et le calcul des besoins en eau des cultures mise en place dans l'objectif de leur assurer une bonne alimentation en eau car les rendements en dépendent.

Le système d'adduction est l'épine dorsale de l'aménagement puisque c'est grâce au bon dimensionnement de ses divers ouvrages que l'opération d'acheminer dans notre cas en utilisant Epanet pour mieux calcule les pressions, l'eau au périmètre se fera de manière optimale.

Pour compléter notre travail, un choix des techniques d'irrigation s'est imposé tout en veillant à ce que l'économie et l'eau soit une priorité.

Après d'avoir opté pour la technique de la goutte à goutte et celle de l'aspersion étant donné les multiples avantages qu'elles offrent on est passé au dimensionnement à la parcelle.

Estimer le cout du projet est primordiale car l'ingénieur doit avoir la notion de la faisabilité technique mais aussi de la rentabilité économique.

BIBLIOGRAPHIE

- **BALADJI Abd Errahim, BENNOUR Amine** : Mémoire fin d'étude pour l'obtention du master en Hydrogéologie de titre : Simulation du transfert de polluants dans la zone non saturée cas de périmètre de Guelma (juin 2018)
- **TOUABIA, BENINA**. Manuel d'hydrologie ISBN. Blida Algérie. Mars 2004,166p ;
- **M : ZEROUALI KHAOULA** : dimensionnement d'un réseau d'irrigation de périmètre de mouilah à partir d'un forage (w.khenchela) (septembre2015).
- **M : GHERBI khadidja** : Etude de l'aménagement hydro-agricole du périmètre d'irrigation d'oued meziek (w.guelma) (septembre 2016).
- **Mr : GACEB MERZAK** : Réaménagement hydro agricole du périmètre Du Haut Cheliff (Rive gauche) irrigué à partir de Barrage Deurdeur et Ghrib (W.Ain defla) (septembre2018).
- **MEDJEKDOUD Selma** : Etude du périmètre d'irrigation zit emba, secteur 01(zone sud) d'une superficie de 320 ha, wilaya de skikda(juin2018)
- **CHAPONNIRE ANNE** :(2005). Fonctionnement hydrologique d'un bassin versant montagneux semi-aride : cas du bassin versant du Rehraya (Haut Atlas marocain). Paris (FRA) ; Toulouse : INA-PG ; CESBIO, 268 p. multigr. Th. : Hydrol. et Télédétection, INA-PG : Paris

ANNEXES

ANNEXES

Annexe 1

Coefficients culturaux (Kc)

CULTURE	Stades de développement de la culture					Durée totale de la période végétative
	Initial	Développement	Mi-saison	Fin de saison	Récolte	
Bananier tropical	0.4 -0.5	0.7 -0.85	1.0 -1.1	0.9 -1.0	0.75-0.85	0.7 -0.8
subtropical	0.5 -0.65	0.8 -0.9	1.0 -1.2	1.0 -1.15	1.0 -1.15	0.85-0.95
Haricot vert	0.3 -0.4	0.65-0.75	0.95-1.05	0.9 -0.95	0.85-0.95	0.85-0.9
sec	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.05-1.2	0.65-0.75	0.25-0.3	0.7 -0.8
Chou	0.4 -0.5	0.7 -0.8	0.95-1.1	0.9 -1.0	0.8 -0.95	0.7 -0.8
Coton	0.4 -0.5	0.7 -0.8	1.05-1.25	0.8 -0.9	0.65-0.7	0.8 -0.9
Raisin	0.35-0.55	0.6 -0.8	0.7 -0.9	0.6 -0.8	0.55-0.7	0.55-0.75
Arachide	0.4 -0.5	0.7 -0.8	0.95-1.1	0.75-0.85	0.55-0.6	0.75-0.8
Maïs sucré	0.3 -0.5	0.7 -0.9	1.05-1.2	1.0 -1.15	0.95-1.1	0.8 -0.95
grain	0.3 -0.5*	0.7 -0.85*	1.05-1.2*	0.8 -0.95	0.55-0.6*	0.75-0.9*
Oignon sec	0.4 -0.6	0.7 -0.8	0.95-1.1	0.85-0.9	0.75-0.85	0.8 -0.9
vert	0.4 -0.6	0.6 -0.75	0.95-1.05	0.95-1.05	0.95-1.05	0.65-0.8
Pois, frais	0.4 -0.5	0.7 -0.85	1.05-1.2	1.0 -1.15	0.95-1.1	0.8 -0.95
Poivron, frais	0.3 -0.4	0.6 -0.75	0.95-1.1	0.85-1.0	0.8 -0.9	0.7 -0.8
Pomme de terre	0.4 -0.5	0.7 -0.8	1.05-1.2	0.85-0.95	0.7 -0.75	0.75-0.9
Riz	1.1 -1.15	1.1 -1.5	1.1 -1.3	0.95-1.05	0.95-1.05	1.05-1.2
Carthame	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.05-1.2	0.65-0.7	0.2 -0.25	0.65-0.7
Sorgho	0.3 -0.4	0.7 -0.75	1.0 -1.15	0.75-0.8	0.5 -0.55	0.75-0.85
Soja	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.0 -1.15	0.7 -0.8	0.4 -0.5	0.75-0.9
Betterave sucrière	0.4 -0.5	0.75-0.85	1.05-1.2	0.9 -1.0	0.6 -0.7	0.8 -0.9
Canne à sucre	0.4 -0.5	0.7 -1.0	1.0 -1.3	0.75-0.8	0.5 -0.6	0.85-1.05
Tournesol	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.05-1.2	0.7 -0.8	0.35-0.45	0.75-0.85
Tabac	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.0 -1.2	0.9 -1.0	0.75-0.85	0.85-0.95
Tomate	0.4 -0.5	0.7 -0.8	1.05-1.25	0.8 -0.95	0.6 -0.65	0.75-0.9
Pastèque	0.4 -0.5	0.7 -0.8	0.95-1.05	0.8 -0.9	0.65-0.75	0.75-0.85
Blé	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.05-1.2	0.65-0.75	0.2 -0.25	0.8 -0.9
Luzerne	0.3 -0.4				1.05-1.2	0.85-1.05
Agrumes sarclés						0.65-0.75
sans sarclage						0.85-0.9
Olivier						0.4 -0.6

Premier chiffre: avec forte humidité (HR min > 70%) et vent faible (U < 5 m/s).

Second chiffre: avec faible humidité (HR min < 20%) et vent fort (> 5 m/s).

ANNEXES

Annexe 2

Caractéristiques hydriques de quelques sols

Texture	Humidités pondérales en % du poids sec			Réserve utile volumétrique en mm/m
	à la rétention HCC	du flétrissement HPF	disponible HCC-HPF	
Sableuse	9 (6 à 12)*	4 (2 à 6)*	5 (4 à 6)*	85 (70 à 100)*
Sablo-limoneuse	14 (10 à 18)	6 (4 à 8)	8 (6 à 10)	120 (90 à 150)
Limoneuse	22 (18 à 26)	10 (8 à 12)	12 (10 à 14)	170 (140 à 190)
Limono-argileuse	27 (25 à 31)	13 (11 à 15)	14 (12 à 16)	190 (170 à 220)
Argilo-limoneuse	31 (27 à 35)	15 (13 à 17)	16 (14 à 18)	210 (180 à 230)
Argileuse	35 (31 à 39)	17 (15 à 19)	18 (16 à 20)	230 (220 à 250)

ANNEXES

Annexe 3

Diamètres des conduites PEHD (Groupe CHIALI)

TABLEAU N° 1 – Diamètre extérieur

Diamètre extérieur nominal d_n (mm)	Diamètre extérieur moyen	
	d_{ext} (mm)	d_{ext} (mm)
16	16,0	16,3
20	20,0	20,3
25	25,0	25,3
32	32,0	32,3
40	40,0	40,4
50	50,0	50,4
63	63,0	63,4
75	75,0	75,5
90	90,0	90,6
110	110,0	110,7
125	125,0	125,8
140	140,0	140,9
160	160,0	161,0
180	180,0	181,1
200	200,0	201,2
225	225,0	226,4
250	250,0	251,5
280	280,0	281,7
315	315,0	316,9
355	355,0	357,2
400	400,0	402,4
450	450,0	452,7
500	500,0	503,0
560	560,0	563,4
630	630,0	633,8
710	710,0	716,4
800	800,0	807,2
900	900,0	908,1
1000	1000,0	1009,0
1200	1200,0	1210,8
1400	1400,0	1412,6
1600	1600,0	1614,4

Annexe 4

Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30



Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30

1 buse
angle de jet 30°
Raccord fileté 1"

Ø de la buse Ø mm	pression à la buse bar	portée m	débit m³/h	espacement m		surface irriguée m²		densité d'aspersion mm/h	
				□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.
4,0	2,5	13	0,93	12/18	18/18	216	324	4,3	2,88
	3,0	14,5	1,02	18/18	18/24	324	432	3,16	2,36
	3,5	15,3	1,11	18/18	18/24	324	432	3,42	2,57
	4,0	16	1,19	18/18	18/24	324	432	3,71	2,76
4,2	2,5	13,5	1,04	12/18	18/24	324	432	4,8	2,42
	3,0	15	1,14	18/18	18/24	216	432	3,52	2,64
	3,5	15,8	1,23	18/18	18/24	324	432	3,8	2,85
	4,0	16,5	1,32	18/24	24/24	324	576	3,06	2,3
4,5	2,5	14	1,20	18/18	18/24	432	432	3,71	2,78
	3,0	15,5	1,32	18/18	18/24	324	432	4,07	3,05
	3,5	16,3	1,42	18/18	18/24	324	432	4,38	3,29
	4,0	17	1,52	18/24	24/24	324	576	3,52	2,64
4,8	2,5	14,5	1,38	18/18	18/24	432	432	4,27	3,2
	3,0	16	1,51	18/18	18/24	324	432	4,66	3,6
	3,5	16,5	1,63	18/24	24/24	324	576	3,78	2,82
	4,0	17	1,75	18/24	24/24	432	576	4,05	3,04
5,0	2,5	14,5	1,48	18/18	18/24	432	432	4,57	3,43
	3,0	16,5	1,63	18/18	18/24	432	432	5,04	3,77
	3,5	17	1,76	18/24	24/24	324	576	4,08	3,05
	4,0	17,5	1,88	18/24	24/24	324	576	4,35	3,26
5,5	2,5	15,2	1,82	18/18	18/24	432	432	5,62	4,22
	3,0	17	1,99	18/24	24/24	432	576	4,61	3,45
	3,5	17,5	2,14	18/24	24/24	324	576	4,95	3,71
	4,0	18	2,29	18/24	24/24	432	576	5,31	3,98
6,0	2,5	16,2	2,16	18/24	24/24	432	576	5,00	3,75
	3,0	17,5	2,37	18/24	24/24	432	576	5,50	4,12
	3,5	18	2,56	18/24	24/24	432	576	5,92	4,43
	4,0	18,5	2,74	18/24	24/24	432	576	6,35	4,76
7,0	2,5	17,5	2,96	18/24	24/24	432	576	6,9	5,1
	3,0	18,0	3,22	18/24	24/24	432	576	7,5	5,6
	3,5	18,5	3,48	24/24	24/24	576	576	6,0	6,0
	4,0	19,0	3,73	24/24	24/30	576	720	6,5	6,7

Figure IV.48 : fiche technique d'un arroseur

- Débit de l'asperseur

On le calcule par la relation (IV.9)

Annexe 5

Perte de charge Lechapt_Calmom

A/ NOTATIONS - EXPLOITATION DE LA TABLE

Formule utilisée

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

où Q est en m³/s ; D en mètre ; J en mm/m
valable pour une eau à 10° centigrades.

1 - K = 2	L = 1,863	M = 2	N = 5,33
2 - K = 1	L = 1,601	M = 1,975	N = 5,25
3 - K = 0,5	L = 1,40	M = 1,96	N = 5,19
4 - K = 0,25	L = 1,160	M = 1,93	N = 5,11
5 - K = 0,1	L = 1,100	M = 1,89	N = 5,01
6 - K = 0,05	L = 1,049	M = 1,86	N = 4,93
7 - K = 0,025	L = 1,01	M = 1,84	N = 4,88
8 - K = 0			

ANNEXES

Annexe 6

Table de Pearson

df \ α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001	df \ α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.951057	0.987688	0.996917	0.999507	0.999877	0.999999	35	0.215598	0.274611	0.324573	0.380976	0.418211	0.518898
2	0.800000	0.900000	0.950000	0.980000	0.990000	0.999000	40	0.201796	0.257278	0.304396	0.357787	0.393174	0.489570
3	0.687049	0.805384	0.878339	0.934333	0.958735	0.991139	45	0.190345	0.242859	0.287563	0.338367	0.372142	0.464673
4	0.608400	0.729299	0.811401	0.882194	0.917200	0.974068	50	0.180644	0.230620	0.273243	0.321796	0.354153	0.443201
5	0.550863	0.669439	0.754492	0.832874	0.874526	0.950883	60	0.164997	0.210832	0.250035	0.294846	0.324818	0.407865
6	0.506727	0.621489	0.706734	0.788720	0.834342	0.924904	70	0.152818	0.195394	0.231883	0.273695	0.301734	0.379799
7	0.471589	0.582206	0.6666384	0.749776	0.797681	0.898260	80	0.142990	0.182916	0.217185	0.256525	0.282958	0.356816
8	0.442796	0.549357	0.631897	0.715459	0.764592	0.872115	90	0.134844	0.172558	0.204968	0.242227	0.267298	0.337549
9	0.418662	0.521404	0.602069	0.685095	0.734786	0.847047	100	0.127947	0.163782	0.194604	0.230079	0.253979	0.321095
10	0.398062	0.497265	0.575983	0.658070	0.707888	0.823305	125	0.114477	0.146617	0.174308	0.206245	0.227807	0.288602
11	0.380216	0.476156	0.552943	0.633863	0.683528	0.800962	150	0.104525	0.133919	0.159273	0.188552	0.208349	0.264316
12	0.364562	0.457500	0.532413	0.612047	0.661376	0.779998	175	0.096787	0.124036	0.147558	0.174749	0.193153	0.245280
13	0.350688	0.440861	0.513977	0.592270	0.641145	0.760351	200	0.090546	0.116060	0.138098	0.163592	0.180860	0.229840
14	0.338282	0.425902	0.497309	0.574245	0.622591	0.741934	250	0.081000	0.103852	0.123607	0.146483	0.161994	0.206079
15	0.327101	0.412360	0.482146	0.557737	0.605506	0.724657	300	0.073951	0.094831	0.112891	0.133819	0.148019	0.188431
16	0.316958	0.400027	0.468277	0.542548	0.589714	0.708429	350	0.068470	0.087814	0.104552	0.123957	0.137131	0.174657
17	0.307702	0.388733	0.455531	0.528517	0.575067	0.693163	400	0.064052	0.082155	0.097824	0.115997	0.128339	0.163520
18	0.299210	0.378341	0.443763	0.515505	0.561435	0.678781	450	0.060391	0.077466	0.092248	0.109397	0.121046	0.154273
19	0.291384	0.368737	0.432858	0.503397	0.548711	0.665208	500	0.057294	0.073497	0.087528	0.103808	0.114870	0.146436
20	0.284140	0.359827	0.422714	0.492094	0.536800	0.652378	600	0.052305	0.067103	0.079920	0.094798	0.104911	0.133787
21	0.277411	0.351531	0.413247	0.481512	0.525620	0.640230	700	0.048427	0.062132	0.074004	0.087789	0.097161	0.123935
22	0.271137	0.343783	0.404386	0.471579	0.515101	0.628710	800	0.045301	0.058123	0.069234	0.082135	0.090909	0.115981
23	0.265270	0.336524	0.396070	0.462231	0.505182	0.617768	900	0.042711	0.054802	0.065281	0.077450	0.085727	0.109385
24	0.259768	0.329705	0.388244	0.453413	0.495808	0.607360	1000	0.040520	0.051993	0.061935	0.073484	0.081340	0.103800
25	0.254594	0.323283	0.380863	0.445078	0.486932	0.597446	1500	0.033086	0.042458	0.050582	0.060022	0.066445	0.084822
26	0.249717	0.317223	0.373886	0.437184	0.478511	0.587988	2000	0.028654	0.036772	0.043811	0.051990	0.057557	0.073488
27	0.245110	0.311490	0.367278	0.429693	0.470509	0.578956	3000	0.023397	0.030027	0.035775	0.042457	0.047006	0.060027
28	0.240749	0.306057	0.361007	0.422572	0.462892	0.570317	4000	0.020262	0.026005	0.030984	0.036773	0.040713	0.051996
29	0.236612	0.300898	0.355046	0.415792	0.455631	0.562047	5000	0.018123	0.023260	0.027714	0.032892	0.036417	0.046512
30	0.232681	0.295991	0.349370	0.409327	0.448699	0.554119							