



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME :

Etude d'aménagement du périmètre de bas sebaou secteur I
(220ha) W. Boumerdes

Présenté par :

AITZIANE BILLEL

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MEDDI Mohamed	Professeur	Président
SAADOUNE Samra	MCB	Examineur
MEDJDOUB Sonia	MMA	Examineur
KOLIAI Djaffar	Assistant	Examineur
BENKACI Ali Tarik	MCB	Promoteur

Session Septembre 2019

REMERCIEMENTS

Avant tout, je remercie Allah le tout puissant de m'avoir donnée la force et la volonté pour réaliser ce travail.

Un grand merci à mon promoteur : M^r T. BENKACI pour tout ce qui nous a appris pendant notre formation et durant la période de l'encadrement.

Je tiens aussi à remercier toute personne qui à contribuer à la réalisation de ce travail.

Je remercie ainsi tout le personnel de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation.

Dédicace

Je dédie ce travail :

D'abord à mes très chers parents qui m'ont toujours soutenue durant toute ma vie.

À Mes grands-parents et toute ma famille.

À mes frères.

À tous mes amis.

Et à toute personne qui m'as aidé dans mon parcours.

الملخص

يدخل هذا المشروع ضمن تطوير محيط سباو السفلى في ولاية بومرداس الذي يغطي مساحة تقدر بحوالي 400 هكتار. العمل المقدم في المذكرة يخص القطاع الأول من محيط السقي الذي تبلغ مساحته 220 هكتارا. تهدف الدراسة الى تصميم نظام سقي بالأنابيب يسمح باستعمال أنظمة السقي الحديثة من أجل رفع مردودية المحاصيل و ضمان استعمال اقتصادي للموارد المائية في المنطقة.

Résumé

Le projet concernant ce mémoire de fin d'étude concerne le développement du périmètre du bas sebaou dans wilaya de Boumerdes d'une superficie d'environ 400 hectares. Ce travail est consacré à l'étude du secteur I d'une superficie de 220 ha à partir des eaux souterraines. L'étude vise à projeter un nouveau réseau d'adduction qui va permettre d'alimenter les parcelles de notre périmètre et l'introduction de nouvelles techniques d'irrigation efficaces afin d'augmenter le rendement agricole ainsi que d'optimiser l'utilisation des ressources hydriques de la région.

The abstract

This project relates to the development of the first perimeter of the lower Sebaou in the Wilaya of Boumerdes, with an approximate 400 hectares' surface. This work is merely dedicated to study the sector I of a 220 HA surface using its underground water. The study aims to project the pressurized piping network that will enable the introduction of modern irrigation techniques in order to enhance the agricultural harvest of the region as well as to optimize the use of water resources.

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre 1 : Analyse des conditions naturelles	2
1.1. Introduction	2
1.2. Présentation de la wilaya de boumerdes.....	2
1.3. Présentation du périmètre d'étude	3
1.4. Présentation de la plaine alluviale du Sebaou	4
1.5. Etude géologique.....	4
1.6. Géomorphologie.....	4
1.7. Etude climatologique.....	5
I.7.1. Choix de la station de référence	5
I.7.2. Pluies mensuelles	5
1.7.3. Températures de l'air.....	6
I.7.4. L'évaporation	6
I.7.5. L'humidité relative	7
I.7.6. Le vent.....	7
I.7.8. Le Sirocco.....	8
I.7.9. La gelée	8
1.8. Calcul des indices Agro-météorologiques	8
I.8.1. Indice de Martonne.....	8
I.8.2. Quotient Ombrothermique d'Emberger	9
1.8.3. Classification du climat selon l'indice de Bagnouls et Gaussen	10
1.9. Etude Socio-économique :.....	11
1.10. Conclusion	12
Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau	13
II.1 Introduction.....	13
II.2. Etude pédologique	14
II.2.1. But de l'étude pédologique.....	14
II.2.2. Description et classification des sols du périmètre	14
II.2.3. Levé pédologique	14
II.2.4. Caractéristiques hydrodynamiques des sols.....	17
II.2.5. Détermination des aptitudes culturales des sols.....	18
II.3 Ressources en eau	18

II.3.1 Ressources en eau du périmètre	18
II.3.2 Hydrogéologie de la zone d'étude	19
II.3.3 Etude de la piézométrie.....	19
II.3.4 propriétés physiques et chimiques de la nappe	19
II.3.5 Etude de la qualité des eaux d'irrigation.....	20
II.3.6 Classification des eaux d'irrigation.....	20
II.3.7. Classification américaine	22
II.4 Hydrologie : Calcul de la pluie de projet.....	22
II.4.1 Choix de la station pluviométrique	22
II.4.2 Répartition de la pluie moyenne mensuelle	23
II.4.3 Etude de l'homogénéité de la série : Test de Mood.....	24
II.4.4 Ajustement statistique de la série	24
II.5 Conclusion	27
Chapitre III : Besoin en eau des cultures	28
III.1 introduction	28
III.2 Besoins en eau des cultures	28
III.3 Estimation des besoins en eau des cultures	28
III.4 Les méthodes d'évaluation de L'évapotranspiration.....	29
III.5 Calcul de la pluie efficace :.....	30
III.6 Estimation des coefficients culturaux (K_c).....	30
III.7 Choix de cultures :	32
III.8 Occupation des sols : Choix des scénarios	32
III.9 Calcul des besoins en eau des cultures :.....	34
III.10 Calcul du débit spécifique :.....	44
III.11 Evaluation du débit caractéristique :	44
III.12 Estimation des volumes d'eau d'irrigation :.....	45
III.13 Conclusion :.....	46
Chapitre IV : Etude du système d'adduction-distribution	47
IV.1. Introduction	47
IV.2 Alimentation en eau du périmètre	47
IV.3. Organisation du périmètre.....	47
IV.3.1. Ilots et bornes d'irrigation	47
IV.3.2. Rôle et fonction de la borne d'irrigation	47

IV.3.3. Calcul des débits aux bornes	48
IV.3.4. Choix du type de la borne.....	48
VI.3.5. Choix du diamètre de la borne.....	48
IV.3.6. Calcul des débits des ilots et choix du diamètre et type de borne	48
IV.4. Description de l'aménagement du périmètre	50
IV.5. Choix de la variante d'aménagement.....	50
IV.6. Caractéristiques Hydrogéologiques	50
VI.6.1. Paramètres hydrogéologiques.....	50
IV.6.2. Niveau statique	50
IV.6.3. Niveau dynamique.....	50
IV.6.4. Caractéristiques des forages	51
IV.7. Etude du système de pompage	51
IV.7.1. Choix du type de pompe.....	51
IV.7.2. Choix de type de pompage	52
IV.7.3. Détermination du diamètre économique pour les deux forages	54
IV.7.3. Choix des pompes.....	59
IV.7.4. Protection contre la cavitation	60
IV.8. Dimensionnement du réservoir	61
IV.9. La desserte gravitaire	61
IV.9.1. Tracé de la conduite de distribution	61
IV.9.2. Choix des matériaux des canalisations	62
IV.9.3. Dimensionnement hydraulique des canalisations.....	62
IV.10. Conclusion.....	65
Chapitre V : Choix des techniques d'irrigation	66
V.1. Introduction	66
V.2. Choix des techniques d'irrigation.....	66
V.3. Les techniques d'irrigation	66
V.3.1. Les techniques d'irrigation gravitaire	66
V.3.2. Techniques d'irrigation sous pression	69
V.4. Choix des techniques d'arrosage	71
V.4.1. Les contraintes naturelles.....	72
V.4.2. Les contraintes techniques	72
V.5. Conclusion.....	72

Chapitre VI : Dimensionnement à la parcelle.....	73
VI.1. Introduction	73
VI.2. Dimensionnement d'un réseau d'aspersion	73
VI.2.1. Données générales	73
VI.2.2. Dimensionnement théorique.....	73
VI.2.3. Calcul du débit d'équipement.....	75
VI.2.4. Dimensionnement hydraulique des portes-rampes.....	77
VI.2.5. Calcul de la pression en tête du réseau	77
VI.3. Dimensionnement d'un réseau d'irrigation Goutte à goutte	77
VI.3.1. Données générales	78
VI.3.2 Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée.....	78
VI.3.3 Calculs hydrauliques	81
VI.4. Conclusion.....	85
Chapitre VII : Etude technico-économique	86
VII.1 Introduction.....	86
VII.2. Différents travaux à entreprendre :	86
VII.2.1. Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution.....	86
VII.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	87
VII.3.1. Volumes de terrassement	87
VII.3.2. Calcul du volume de déblais	88
VII.3.3. Calcul du volume du lit de sable	88
VII.3.4. Calcul du volume de remblais	88
VII.3.5. Estimation du cout de pose des conduites de refoulement.....	88
VII.4. Calcul des volumes des travaux de distribution.....	89
VII.4.1. Calcul du volume du déblai.....	89
VII.4.2. Volume du lit de sable.....	89
VII.4.3. Volume du remblai compacté	90
VII.4.4. Estimation du cout de pose des canalisations de distribution	91
VII.4.5. Estimation du cout du réseau de distribution	91
VII.4.6. Devis estimatif total	92
VII.5. Conclusion	92
Conclusion générale	93

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

TABLEAU I.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOGRAPHIQUES LA STATION ÉTUDIÉE	5
TABLEAU I.2. PLUIE MOYENNE MENSUELLE (1980-2012)	5
TABLEAU I.3. RÉPARTITION DES TEMPÉRATURES MOYENNES INTERANNUELLES (STATION DE BAGHLIA VILLAGE)	6
TABLEAU I.4. L'ÉVAPORATION MOYENNE MENSUELLE À LA STATION DE DELLYS.....	7
TABLEAU I.5. HUMIDITÉ RELATIVE À LA STATION DE DELLYS.....	7
TABLEAU I.6. VITESSE DU VENT MOYENNE MENSUELLE À LA STATION DE DELLYS.	7
TABLEAU I.7. NOMBRE DE JOURS MOYENS DE SIROCCO À LA STATION DE DELLYS.....	8
TABLEAU I.8. NOMBRE DE JOURS DE GELÉE POUR LA STATION DE DELLYS.....	8
TABLEAU I.9. CLASSIFICATION DU CLIMAT SELON DE MARTONNE.....	9
TABLEAU I.10. CARACTÉRISTIQUES DE LA POPULATION DE LA COMMUNE DE BAGHLIA.....	11

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

TABLEAU II. 1. RÉSULTATS DES ANALYSES DES ÉCHANTILLONS DE SOL DU PROFIL 1	15
TABLEAU II. 2. RÉSULTATS DES ANALYSES DES ÉCHANTILLONS DE SOL DU PROFIL 2	16
TABLEAU II. 3. PROPRIÉTÉS HYDRODYNAMIQUES DES SOLS.....	17
TABLEAU II. 4. CARACTÉRISTIQUES DES FORAGES.....	18
TABLEAU II. 5. COMPAGNE PIÉZOMÉTRIQUE DES BASSES ET HAUTES EAUX BAS SEBAOU	18
TABLEAU II. 6. RÉSULTATS D'ANALYSE PHYSICO-CHIMIQUE DE LA NAPPE DU BAS SEBAOU	19
TABLEAU II. 7. CARACTÉRISTIQUE CHIMIQUE DE L'EAU D'IRRIGATION	19
TABLEAU II. 8. CLASSIFICATION DES EAUX EN FONCTION DE LA CONDUCTIVITÉ ÉLECTRIQUE	20
TABLEAU II. 9. CLASSIFICATION DES EAUX EN FONCTION DU SAR	20
TABLEAU II. 10. CARACTÉRISTIQUE DE LA STATION.	22
TABLEAU II. 11. RÉPARTITION MENSUELLE DES PRÉCIPITATIONS	23
TABLEAU II. 12. TEST DE VALIDITÉ DES DEUX AJUSTEMENTS.	26
TABLEAU II. 13. RÉSULTATS DE L'AJUSTEMENT	26
Tableau II. 14. Pluies moyennes mensuelles pour l'année sèche (f80%).....	27

Chapitre III : Besoin en eau des cultures

TABLE III.1. CALCUL DE L'ET0 PAR LE LOGICIEL CROPWAT.....	30
TABLE III.2.PRÉCIPITATION EFFICACE DANS LA ZONE D'ÉTUDE.....	30
TABLE III.3. COEFFICIENTS CULTURAUX (Kc) DES DIFFÉRENTES CULTURES.....	31
TABLE III.4.SCÉNARIOS D'OCCUPATION DU SOL PAR L'ENSEMBLE DE L'EXPLOITATION DU PÉRIMÈTR	32
TABLE III.5.OCCUPATION DE SOL EN FONCTION DES CULTURES.....	33
TABLE III.6.LES ASSOLEMENTS PROPOSÉS.....	34
TABLE III.7.LE CYCLE VÉGÉTATIF DES CULTURES ENVISAGÉES.....	34
TABLE III.8. CALCUL DES BESOINS EN EAU DU BLÉ.	35
TABLE III.9.CALCUL DES BESOINS EN EAU DE L'ORGE GRAIN.	35
TABLE III.10.CALCUL DES BESOINS EN EAU DE LA FÈVE.....	36
TABLE III.11. CALCUL DES BESOINS EN EAU DE L'AIL /OIGNON.....	36
TABLE III.12. CALCUL DES BESOINS EN EAU DE LA POMME DE TERRE (SAISON).....	37
TABLE III.13. CALCUL DES BESOINS EN EAU DE LA TOMATE/POIVRON.....	37
TABLE III.14. CALCUL DES BESOINS EN EAU DU CHOU.....	38
TABLE III.15. CALCUL DES BESOINS EN EAU DU CONCOMBRE.....	38

TABLE III.16. CALCUL DES BESOINS EN EAU DE L'ORGE EN VERT.	39
TABLE III.17. CALCUL DES BESOINS EN EAU DE LA BETTERAVE.	39
TABLE III.18. CALCUL DES BESOINS EN EAU DU BLÉ.	40
TABLE III.19. CALCUL DES BESOINS EN EAU DE LA TOMATE.	40
TABLE III.20. CALCUL DES BESOINS EN EAU DU HARICOT	41
TABLE III.21. CALCUL DES BESOINS EN EAU DE L'OIGNON VERT	41
TABLE III.22. CALCUL DES BESOINS EN EAU DES PETITS POIS	42
TABLE III.23. CALCUL DES BESOINS EN EAU DE LA CAROTTE.	42
TABLE III.24. CALCUL DES BESOINS EN EAU DU PRUNIER/PÊCHER.	43
TABLE III.25. CALCUL DES BESOINS EN EAU DE LA VIGNE	43
TABLE III.26. RÉCAPITULATIF DES BESOINS POUR L'ASSOLEMENT 1.	44
TABLE III.27. RÉCAPITULATIF DES BESOINS POUR L'ASSOLEMENT 2.	44
Table III.28. Besoins en eau totaux de l'assolement I.	45

Chapitre IV : Etude du système d'adduction-distribution

Tableau IV.1 : choix du type de la borne.	48
Tableau VI.2 : choix du diamètre de la borne.	48
Tableau IV.3: Calcul des débits des ilots et choix du diamètre et type de bornes.	49
Tableau IV.4. Caractéristiques des forages.	51
Tableau IV.5 : Calcul de la HMT pour divers diamètres de la conduite pour le tronçon1.	55
Tableau IV.6 : Calcul de la HMT pour divers diamètres de la conduite pour le tronçon2.	55
Tableau IV.7 : Calcul des frais d'amortissement pour le tronçon 1.	56
Tableau IV.8 : Calcul des frais d'amortissement pour le tronçon 2.	56
Tableau.IV.9 : Calcul des frais d'exploitation pour le tronçon 1.	57
Tableau.IV.10 : Calcul des frais d'exploitation pour le tronçon 2.	57
Tableau.IV.11 : Calcul du bilan total des frais pour le tronçon 1.	57
Tableau.IV.12 : Calcul du bilan total des frais pour le tronçon 2.	58
Tableau IV.13 : choix des pompes.	59
Tableau IV.14 : Caractéristique du réservoir.	61
Tableau IV.15: Calculs hydrauliques du réseau de distribution.	64

Chapitre VI : Dimensionnement à la parcelle

TABLEAU VI. 1. CALCUL DE DIAMÈTRE DE LA RAMPE.	83
TABLEAU VI. 2. CALCUL DE DIAMÈTRE DE LA PORTE RAMPE.	83
TABLEAU VI. 3. CALCUL DE DIAMÈTRE DES CONDUITES TERTIAIRES.	84
Tableau VI. 4. Récapitulatif des calculs hydrauliques.	84

Chapitre VII : Etude technico-économique

TABLEAU VII. 1 : CALCUL DU VOLUME DE DÉBLAI POUR DES CANALISATIONS DE REFOULEMENT.	88
TABLEAU VII. 2 : CALCUL DU VOLUME DU LIT DE SABLE DES CANALISATIONS DE REFOULEMENT.	88
TABLEAU VII. 3 : CALCUL DU VOLUME DU REMBLAI DES CANALISATIONS DE REFOULEMENT.	88

TABLEAU VII. 4 : ESTIMATION DU COUT DE POSE DES CANALISATIONS DE REFOULEMENT .	89
TABLEAU VII. 5 : VOLUME DU DÉBLAI DES CANALISATIONS DE DISTRIBUTION.	89
TABLEAU VII. 6 : VOLUME DU LIT DE SABLE DES CANALISATIONS DE DISTRIBUTION	90
TABLEAU VII. 7 : VOLUME DU REMBLAI COMPACTÉ DES CANALISATIONS DE DISTRIBUTION	90
TABLEAU VII. 8 : ESTIMATION DU COUT DE POSE DES CANALISATIONS DE DISTRIBUTION.	91
Tableau VII. 9 : Factures pro-forma des pièces du réseau distribution.	91
Tableau VII.9 : Devis total des travaux.	92

Liste des figures

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

FIGURE I.1. SITUATION GÉOGRAPHIQUE DE LA WILAYA DE BOUMERDES	2
FIGURE I.2. SITUATION ADMINISTRATIVE DE LA COMMUNE DE BEGLIA	3
FIGURE I.3. LOCALISATION GÉOGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT DE L'OUED SEBAOU	4
FIGURE I.4. RÉPARTITION DES TEMPÉRATURES MOYENNES (STATION DE BAGHLIA).....	6
FIGURE I.5. DIAGRAMME BIOCLIMATIQUE D'EMBERGER.	9
FIGURE I.6. DIAGRAMME OMBROTHERMIQUE DE GAUSSEN.....	10

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

FIGURE II. 1. DIAGRAMME DE CLASSIFICATION DES EAUX D'IRRIGATION.....	21
FIGURE II. 2. AJUSTEMENT À LA LOI DE GAUSS	25

Chapitre IV : Etude du système d'adduction-distribution

Figure IV.1 : Bilan totale des frais pour le tronçon1.....	58
Figure IV.2 : Bilan totale des frais pour le tronçon2.....	58
Figure IV.3 : courbes caractéristique de la pompe du forage 1.....	59
Figure IV.4 : courbes caractéristique de la pompe du forage 2.....	59

Chapitre V : Choix des techniques d'irrigation

FIGURE V. 1. IRRIGATION PAR RUISSÈLEMENT.	65
FIGURE V. 2. IRRIGATION PAR PLANCHE.....	66
FIGURE V. 3. IRRIGATION À LA RAIE..	67
FIGURE V. 4. IRRIGATION PAR SUBMERSION.....	68
FIGURE V. 5. IRRIGATION PAR ASPERSION.....	69
FIGURE V. 6. IRRIGATION LOCALISÉE.....	71

Chapitre VII : Etude technico-économique

Figure VII.1 : schéma d'une tranchée.....	87
---	----

Liste des planches

Planche 1/5 : plan d'occupation du sol.

Planche 2/5 : plan d'adduction.

Planche 3/5 : profil en long de la conduite de refoulement.

Planche 4/5 : plan du réseau d'irrigation par aspersion.

Planche 5/5 : profil en long de la conduite de distribution.

Introduction générale

L'eau constitue à la fois un élément essentiel et un facteur stratégique au développement du secteur agricole ; sa disponibilité conditionne de manière déterminante l'efficacité et la rentabilité des récoltes, et celles et des spéculations agricoles.

Le développement de l'agriculture en Algérie nécessite la mise en place d'une politique d'aménagement et de gestion des périmètres irrigués et des ressources en eau.

La sécheresse qui a commencé à sévir depuis plusieurs décennies et une pluviométrie capricieuse rendent le problème de l'eau particulièrement difficile. En effet, les ressources en eau sont relativement limitées et se réduisent progressivement, au détriment de l'agriculture.

Les aménagements hydro-agricoles peuvent être considérés comme des innovations transformatrices entraînant des degrés de chargement profonds dans les systèmes de production agricole, et permettent un développement socio-économique des zones rurales.

L'objectif de notre mémoire est l'aménagement hydro-agricole du périmètre du bas Sebaou situé dans la wilaya de Boumerdes, d'une superficie de 220 ha, et qui sera alimenté à partir des eaux souterraines de la nappe alluviale de sebaou.

Pour aboutir à cet objectif, on doit procéder à :

- Étude du relief de la zone d'étude.
- Etude des ressources en eau et du sol de la zone d'étude.
- Estimation des besoins en eau des cultures.

Enfin, dans ce contexte nous avons étudié les différentes étapes indispensables au dimensionnement d'un réseau d'adduction : depuis le forage aux différentes parcelles, ainsi que l'introduction de systèmes d'irrigation modernes tels que l'aspersion et le goutte à goutte

Chapitre 1 : Analyse des conditions naturelles

1.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de faire une présentation globale de la zone d'étude, du point de vue situation administrative, géographique, ainsi que les conditions climatiques et socio-économiques afin de mettre en valeur le périmètre étudié.

La zone d'étude est représentée par le secteur I, qui est situé dans la vallée du Bas Sebaou dans la wilaya de Boumerdes.

1.2. Présentation de la wilaya de boumerdes

La wilaya de Boumerdes est située au Nord du pays à 45 km de la capitale Alger, entre la longitude '3°18' et 36°50' Est et la latitude '36°43' et 4° 6' Nord, avec une superficie de 1 456 km². Elle est délimitée par :

- Au nord, par la Méditerranée ;
- À l'ouest, par les wilayas de Alger et Blida ;
- À l'est, par la wilaya de Tizi Ouzou ;
- Au sud, par la wilaya de Bouira.

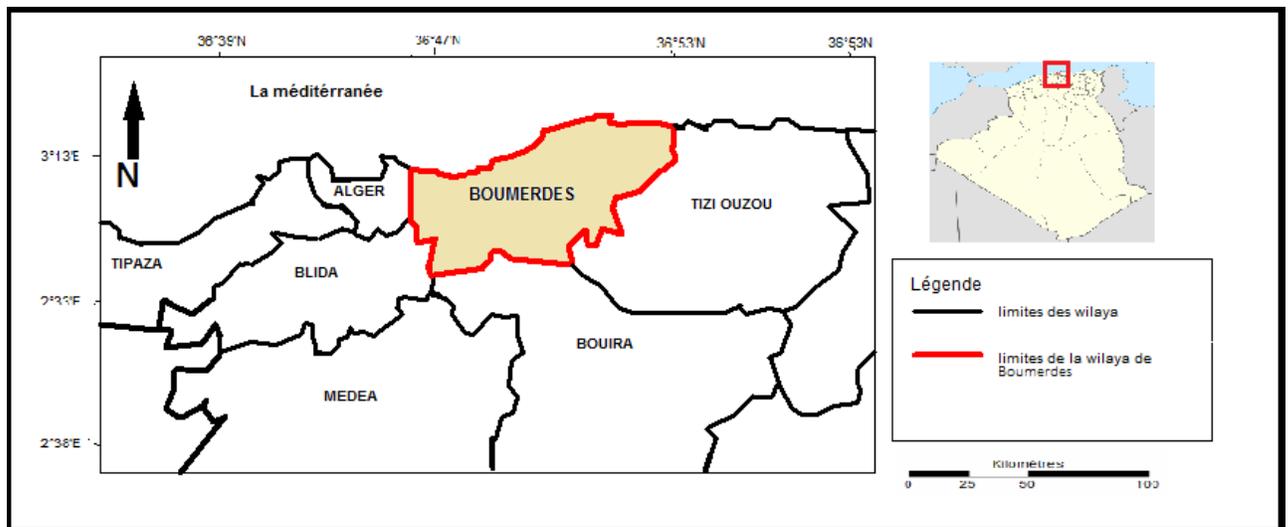


Figure I.1 : situation géographique de la wilaya de boumerdes.

Du point de vue administratif la wilaya de Boumerdes compte 9 daïra et 32 communes.

1.3. Présentation du périmètre d'étude

Le périmètre se situe au Nord-Est de la wilaya de boumerdes à 06 km de la commune de Baghlia, présentée comme suit :

La ville de Baghlia est limitée par :

- Au Nord par sidi Daoud.
- Au sud du par Naciria et Tademaït.
- À l'est par Taouerga.
- À l'ouest par Ouled Aïssa.

Le périmètre d'étude est présenté dans la figure I.2 :



Figure I.2 : Situation administrative de la commune de Beghlia.

1.4. Présentation de la plaine alluviale du Sebaou

La vallée du Sebaou est partagée entre deux wilayas : Tizi Ouzou (haute et moyen Sebaou) et Boumerdès (bas Sebaou), à 80 Km à l'Est d'Alger voire la Figure (I-3).

Sur le plan hydrologique, le bassin versant de l'oued Sebaou se situe entre les Latitudes $36^{\circ}27'$ et $36^{\circ}55'$ Nord et les longitudes $3^{\circ}55'$ et $4^{\circ}53'$ Est, sa superficie est de 2400km^2 .

Cette région est caractérisée par un relief montagneux en particulier au Nord, elle est limitée par la mer méditerranée Au Nord-ouest ; par la chaîne littorale au Nord et Nord-Est, par la chaîne du Djurdjura Au sud et Sud-Est et par les chaînons de Naciria et Sidi-Ali-Bounab orienté ENE-WSW A l'ouest.

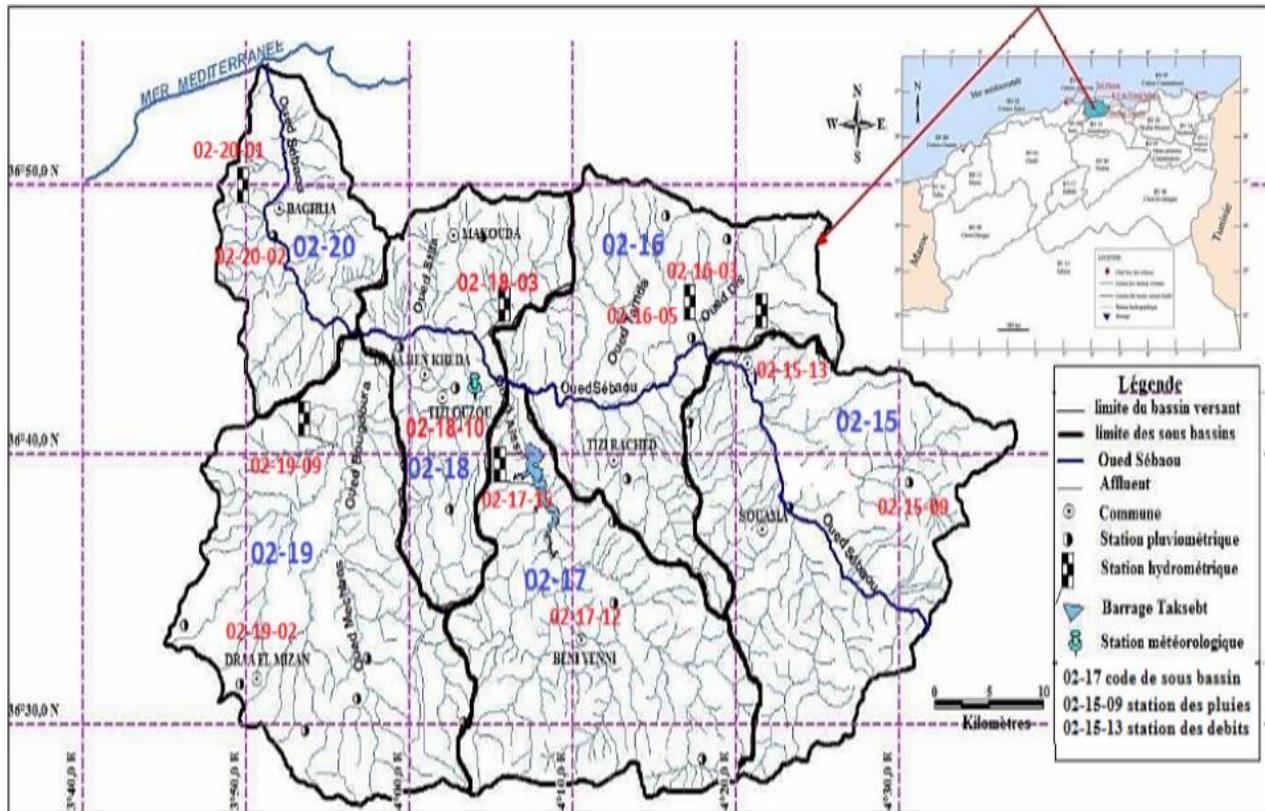


Figure I.3 : Localisation géographique du bassin versant de l’oued Sebaou (ZEROUALI et al, 2015,)

1.5. Etude géologique

La vallée du Sebaou est constituée, par des dépôts détritiques où sont incorporés des horizons argileux discontinus. Cette formation détritique d’âge quaternaire représente l’aquifère de la vallée, constituant le remplissage d’un synclinal à cœur miocène, on retrouve dans cette dernière un matériau hétérogène, formé de sables, galets, graviers et limons.

La lithologie et la tectonique ont imposé une grande diversité de paysages et une surface d’extension de la vallée limitée où se côtoient des reliefs parallèles d’orientation Est-ouest et des dépressions renfermant des plaines étirées, plus étendues vers l’aval. La vallée de l’oued Sebaou est une dépression comblée d’alluvions formant un complexe de terrasses. (ANRH, 2010 Blida).

1.6. Géomorphologie

Le relief de la wilaya de Boumerdes se divise en plusieurs unités physiques : les plaines et les vallées au nord, les collines et plateaux dans la partie intermédiaire et les montagnes au sud.

Les principales formes de relief qui entourent la vallée du bas Sebaou sont :

- Les plaines alluviales ;
- Les terrasses.

La wilaya de Boumerdes est une région à vocation agricole grâce à la disponibilité des ressources hydrique (oueds, retenues, barrages, forages, ...).

1.7. Etude climatologique

La climatologie est d'une importance majeure dans le domaine de l'irrigation. En effet la croissance des cultures dépend essentiellement de la température, les précipitations, le degré d'ensoleillement et l'humidité. De plus les paramètres de l'irrigation sont étroitement liés aux facteurs climatiques.

1.7.1. Choix de la station de référence

La station de Baghlia village et de Dellys étant les plus proches du périmètre, ces stations seront la base climatique de notre étude.

Tableau I.1: Caractéristiques géographiques la station étudiée

Nom de la station	Code	Coordonnées		Altitude	Période d'observation	Nbre d'années d'observer
		X(m)	Y(m)			
Baghlia village	0022002	603.5	390.0	30	1980-2012	32

(Source : ANRH d'Alger).

1.7.2. Pluies mensuelles

Les pluies moyennes mensuelles représentées dans le tableau I.2 donnent les variations pluviométriques saisonnières et leur distribution à l'échelle annuelle.

Tableau I.2: pluie moyenne mensuelle (1980-2012).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
P _{moy} (mm)	33.5	63.7	104	129	105	91	70.4	72	58.6	8.7	2.9	7.5	746.3

(Source ANRH d'Alger).

La présence de périodes sèches est remarquée en juin, juillet et aout seulement avec une pluie moyenne mensuelle de l'ordre de 8.7 mm, 2.9 mm et 7.5 mm. Les autres mois sont relativement humides.

1.7.3. Températures de l'air

L'écart entre la température minimale et maximale représente un facteur essentiel qui conditionne l'évapotranspiration des cultures et intervient dans le développement des cultures.

Le tableau I.3 donne la moyenne thermique annuelle et mensuelle C° :

Tableau I.3: Répartition des températures moyennes interannuelles (station de Baghlia village).

	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Tmin°C	9.2	8.7	10.3	11.3	11	14	18	19	16	13.8	11.6	7
Tmoy°C	12.4	10,9	13	15	18,5	22,3	25,8	26,5	23,7	19,4	14,8	11,5
Tmax°C	15.1	15	18	21	26	31	33.6	34	31.4	25	18	16

Source : ONM Alger

Avec : Tmin : moyenne de tous les minima observés pour chaque mois,

Tmax : moyenne de tous les maxima observés pour chaque mois,

Tmoy : moyenne mensuelle.

Le graphe de variation des températures est présenté comme suit :

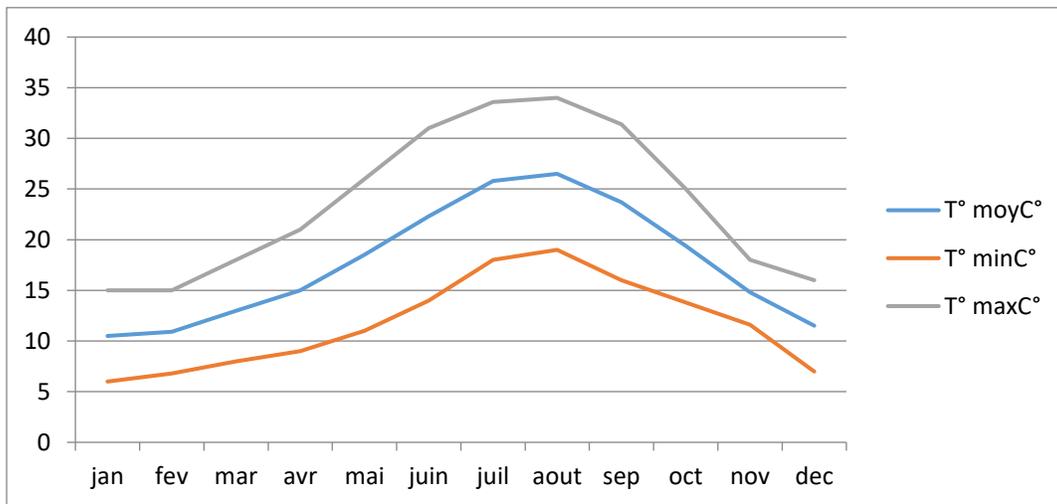


Figure I.5 : Répartition des températures moyennes (Station de Baghlia).

1.7.4. L'évaporation

L'évapotranspiration d'une culture est la somme de l'eau utilisée par les plantes pour la transpiration et de l'évaporation du sol qui les entoure exprimée en mm d'eau utilisée par jour (mm/J) ou par mois (mm/mois).

Tableau I.4 : L'évaporation moyenne mensuelle à la station de Dellys.

Mois	jan	fév.	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	Déc
Evaporation (mm)	53.63	55.16	80.6	95.7	123.07	147.6	161.82	149.42	118.5	85.87	64.5	55.49

Source ONM Alger

I.7.5. L'humidité relative

L'humidité relative (HR), est définie comme la quantité de vapeur d'eau contenue dans un volume d'air donné par rapport au maximum qu'il pourrait contenir à une température et une pression données.

Les valeurs de l'humidité de l'air de la zone d'étude sont dans le tableau I.5 :

Tableau I.5: Humidité relative à la station de Dellys.

Mois	Jan	fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	juil.	Aout	Sep	oct.	nov.	Déc
Humidité (%)	73	76	75	75	77	70	71	75	74	76	72	73

(Source : ONM Alger).

L'analyse du tableau I.5 fait ressortir l'humidité moyenne annuelle qui est de 73.0%.

I.7.6. Le vent

Le vent est un facteur d'une importance majeure dans d'irrigation car il joue un rôle déterminant dans le choix de méthodes d'irrigation (aspersion ou gravitaire) ainsi que l'élaboration du système de protection des périmètres (réseau de brise-vents). La région d'étude renferme peu de station de mesures du vent. Nous avons donc utilisé les données d'une station de Dellys.

Tableau I.6: Vitesse du vent moyenne mensuelle à la station de Dellys.

Mois	jan	Fév	mars	avril	mai	Juin	juil	aout	Sep	oct	Nov	Déc
Vmin (m/s)	3,0	3,0	3,4	3,8	3,7	3,9	3,8	3,5	3,1	3,2	2,8	2,7
Vmax (m/s)	18	27	26	25	22	21	37	25	20	21	24	20

(Source : ANRH Alger).

La vitesse moyenne du vent varie entre 10.5 m/s en mois de janvier comme valeur minimale et 25.4 m/s en mois de juillet comme valeur maximale.

I.7.8. Le Sirocco

C'est un vent qui vient du Sud, très sec et très chaud qui souffle sur l'Afrique du Nord, il a un effet négatif sur les cultures car il influe sur l'évapotranspiration des plantes. Le nombre de jours moyen de siroco (1996 – 2008), est indiqué dans le tableau I.7 :

Tableau I.7: Nombre de jours moyens de sirocco à la station de Dellys.

Mois	jan	Fév	mars	avril	mai	Juin	juil	Aout	sep	oct	nov	Déc
Sirocco	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

(Source : ONM Alger).

I.7.9. La gelée

Abaissement de la température au-dessous du degré zéro qui provoque la transformation directe de l'eau à l'état de vapeur en glace.

Tableau I.8: Nombre de jours de gelée pour la station de Dellys.

Mois	jan	Fév	mars	avril	mai	juin	juil	Aout	sep	oct	nov
Gelée	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

On remarque que le risque de gelée est nul d'après les données de la station de Dellys.

1.8. Calcul des indices Agro-météorologiques

Le climagramme pluviométrique d'Emberger, spécifique au climat de la méditerranée donne le type du climat de la région étudiée qui représente un facteur influençant sur les cultures et leur développement.

I.8.1. Indice de Martonne

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

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

Avec : I_A : indice climatique ;

P : précipitation moyenne annuelle (mm) ;

T : température moyenne annuelle (°C) ;

Tableau I.9 : Classification du climat selon De Martonne

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

Pour notre région :

$$I_A = \frac{746.3}{17.81 + 10} = 39.67$$

Donc Notre région est classée **humide**.

I.8.2. Quotient Ombrothermique d'Emberger

Cet indice a pour but de déterminer l'étage bioclimatique, il est calculé comme suit :

$$Q = \frac{1000.P}{(M+m)(M-m)/2} = \frac{2.1000.P}{M^2-m^2} \dots\dots\dots \text{(I.1)}$$

Avec :

Q : coefficient Ombrothermique d'Emberger.

P : précipitation moyenne annuelle (mm).

M : moyenne des températures maximales (Kelvin).

m : moyenne des températures minimales (Kelvin).

Pour : P=746.3mm ; M=23.66 °C et m=11.68°C

$$\text{A.N : } Q = \frac{2.1000.P}{M^2-m^2} = \frac{2*1000*746.3}{(23.66+273.15)^2 - (11.68+273.15)^2} = 214.14 \quad \text{D'où } Q=214.14$$

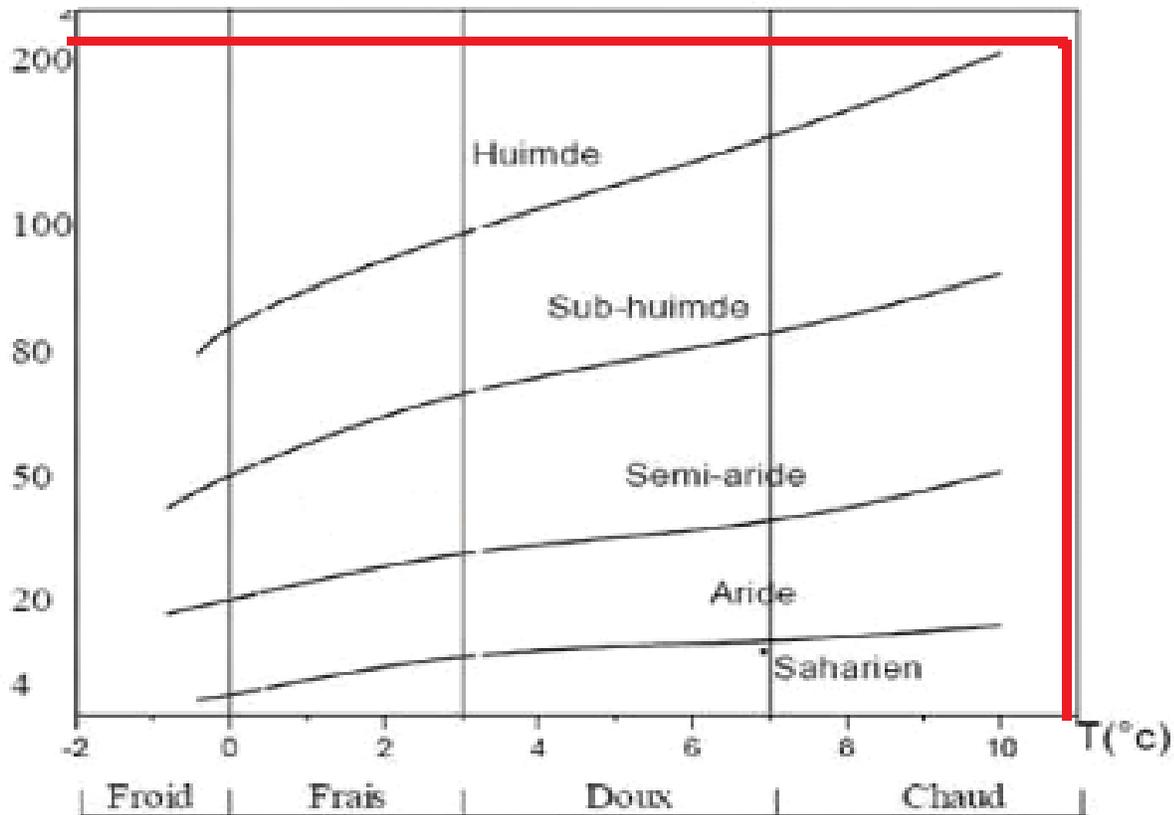


Figure. I.6 : Diagramme bioclimatique d'Emberger

- Après la projection sur le diagramme bioclimatique d'Emberger on peut voir que notre zone est : Subhumide.

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

Les climatologues Bagnouls et Gaussen (1953) considèrent qu'un mois est sec lorsque le rapport P/T est inférieur ou égal à 2, P étant le total des précipitations du mois pris en considération exprimé en mm et T étant la température moyenne mensuelle.

Ces auteurs préconisent ensuite pour la détermination de la période sèche de tracer le diagramme Ombrothermique.

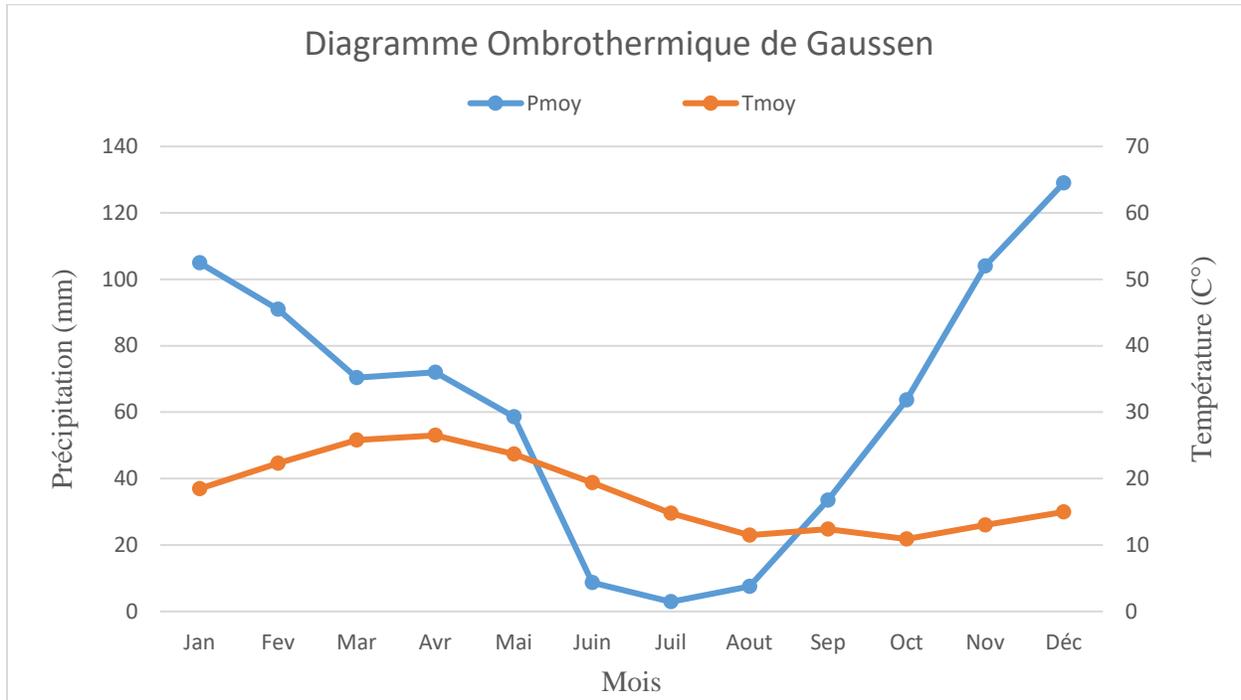


Figure I.6 : Diagramme Ombrothermique de Gaussen

• **Description du graphe :**

- On peut remarquer que la période sèche s’étend sur 5 mois du mois de Mai jusqu’au mois de septembre.
- Le reste de l’année représente une période relativement humide (7 mois) du mois d’octobre jusqu’au mois d’avril.

1.9. Etude Socio-économique :

L’agriculture est d’une importance majeure dans l’économie de la wilaya de Boumerdès. La présente étude va permettre de caractériser l’activité économique de la wilaya.

Population

La population actuelle de Baghlia est de 18052 habitants. Le tableau ci-dessus donne les informations sur la population de la commune :

Tableau I.10 : Caractéristiques de la population de la commune de Baghlia.

Commune	Superficie (km ²)	Population totale	Densité (Hab/km ²)
Baghlia	61	18052	296

Agriculture

La superficie agricole totale de la wilaya est de 99 592 hectares, dont la superficie agricole utile est de 65 738 hectares alors que la surface irriguée est de 12 400 hectares. La superficie irriguée dans

la wilaya se répartie entre les différentes cultures comme suit 60% pour les cultures maraichère, 17% pour l'arboriculture, 11% pour les agrumes, 10% pour les vignes et 1% pour les grandes cultures.

I.9.1. Argumentation du projet d'aménagement de mise valeur du périmètre

Situation actuelle

L'agriculture dans la région d'étude est restée traditionnelle. La viticulture représente l'activité principale de la région, l'appauvrissement du sol et l'absence de l'irrigation sont la cause principale du mauvais rendement des cultures.

Situation projetée

L'objectif de la mise en irrigation du périmètre est d'améliorer le rendement des cultures, d'introduire de nouvelles cultures, économiser l'eau par l'introduction des techniques d'irrigation modernes.

En conséquence, l'aménagement de la plaine du bas Sebaou permettra à moyen terme une augmentation des revenus des agriculteurs locaux et améliorer le secteur d'agriculture dans la wilaya.

1.10. Conclusion

La wilaya de Boumerdes recèle d'importantes potentialités agricoles, qui méritent d'être revalorisées.

Dans ce chapitre, nous avons détaillé les caractéristiques du climat de la région d'étude : avec un hiver doux et pluvieux et un été chaud et humide.

En hiver, les pluies sont bien plus importantes qu'elles ne le sont en été avec une précipitation moyenne annuelle est de 746 mm.

La principale activité socio-économique de la zone est l'agriculture.

L'introduction de nouvelles méthodes d'irrigation pourra moderniser l'agriculture et participera au développement économique de la région.

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

II.1 Introduction

Le sol constitue un élément vital de l'écosystème, au même titre que l'eau et l'air. Il s'agit d'une ressource limitée qui doit être protégée et restaurée, là où elle se dégrade. La protection des sols constitue l'une des principales mesures à prendre pour projeter et allonger sa durée de vie. Les sols sont assez hétérogènes et leurs caractéristiques sont fortement marquées suivant la topographie du sol.

II.2. Etude pédologique

II.2.1. But de l'étude pédologique

L'étude pédologique a pour but de :

- Evaluer la capacité des sols du secteur étudié pour assurer un bon développement végétatif des cultures envisagées et à valoriser économiquement l'investissement. Les aptitudes culturales sont appréciées en confrontant les exigences des productions possibles ;
- Estimer le degré de contribution des sols du périmètre à l'alimentation hydrique des plantes à irriguer ;
- Choisir les techniques d'arrosage les plus adaptées aux conditions du sol et de culture (aspersion ; goutte à goutte ; submersion).

II.2.2. Description et classification des sols du périmètre

La prospection pédologique confrontée aux résultats analytiques des sols a permis de mettre en évidence 02 classes de sols (classification française : CPCS, France 1967) réparties comme suit :

A partir de l'analyse des échantillons au laboratoire ont permis de reconnaître deux classes du sol qui sont :

- **Sol peu évolué d'apport alluvial modal**
- **Sol calcimagnésiques (Sols bruns calcaires)**

II.2.3. Levé pédologique

Un levé pédologique est un inventaire des sols et de leur répartition spatiale dans un paysage. Il est réalisé par le biais de sondage pédologique (gisement ou profils creusés mécaniquement) et par l'observation des coupes naturelles et/ou artificielles existantes. La profondeur des profils creusés dépasse généralement 1.2 m avec une largeur de 1 m.

II.2.3.1. Description morphologique des profils

1) Profil n 01

Lieu : Baghlia (w. Boumerdes) ;

Coordonnées : X=616678.89 km ; Y=4066006.24 km ;

Topographie : plane ;

Géomorphologie : terrasse alluviale ;

Drainage externe : possible ;

Végétation : Blé

Classification du sol : **sols peu évolués ; d'apport alluvial modal sur alluvions peu profond, équilibré.**

Description des horizons :

- **0-20 cm** : sec, brun clair, rougeâtre foncé (10yr3/4), structure particulaire à unciforme, texture équilibrée, présence d'une charge caillouteuse occupant les 25 % du volume de l'horizon des cailloux de taille de 1 à 3 cm de diamètre, friable, poreux, activité biologique faible et matière organique peu décelable, effervescence à HCl nulle, limite peu nette
- **20-62 cm** : sec brun, (10yr3/3), structure particulaire, texture L friable, poreux, aucune racine, matière organique non décelable, charge caillouteuse occupant les 25 % du volume de l'horizon, composé de cailloux de 2 à 5 cm de diamètre, effervescence à HCl nulle
- **62-120 cm** : sable et galets de forme arrondie de 5 à 8 cm de diamètre.

Résultats des analyses physico-chimiques :

La connaissance des constituants du sol, de leur composition et de leurs principales propriétés physico-chimiques, constitue en tout état de cause un préalable indispensable à l'étude du milieu édaphique.

Tableau.II.1 : Résultats des analyses des échantillons de sol du profil 1.

Profondeur (cm)		0 - 20	20 – 62	62-120
	Argile %	24	26	21
	Limons fin %	23	21.5	8.75
	Limons grossier %	15.5	19.7	7.5
	Sables fins %	16.5	19.2	42.5
	Sables grossiers %	21	13.5	20.19
	C%	1.38	1.3	-
	MO%	1,01	0.7	0,3
	N%	0.18	0,17	-
	C/N	7.66	7.64	-
Calcaire total %		2.08	2.5	2.08
Calcaire actif %		-	-	-
Ph		7,65	8.04	7,67
CE (mmhos/cm)		0,12	0,16	0,16
	Ca ⁺⁺	13.5	16	14.5
	Mg ⁺⁺	3.28	3.28	1.64
	K ⁺	1.18	1.34	0.7
	Na ⁺	0.59	0.93	0.67
P2O5 assimilable (ppm)		410.8	410.8	111.8
K assimilable meq/100g		0.76	0.87	0.2

Interprétations

Ce profil présente trois horizons caractérisés par une structure généralement particulaire, une texture équilibrée en surface et limoneuse en profondeur.

La matière organique est très faible, le taux est de 1.01 % en surface et 0.3 en profondeur. Le CaCO₃ actif est très faible, il est inférieur à 1 % ce qui ne constitue pas une contrainte pour le choix des cultures.

Hormis la profondeur toutes les autres caractéristiques physico-chimiques sont appréciables.

2) Profil n 02 :

Lieu : Baghlia (w. Boumerdes) ;

Coordonnées : X=613568.3 km ; Y=4065423.77 km ;

Topographie : plane ;

Géomorphologie : colline ;

Drainage externe : possible ;

Végétation : céréales ;

Classification du sol : **Sol calcimagnésiques (Sols bruns calcaires)**

Description des horizons :

- **0-23cm** : ; SL, moins de 1 % éléments grossiers calcaires. HCI 4. Brun foncé, non hydromorphe, sans tache et concrétion, frais, peu compact, 80 % de structure grumeleuse fine nette de 1 à 5 mm de diamètre, 20 % de structure polyédrique angulaire fine nette de 5 à 10 mm des anciennes mottes compactées.
- **23-62cm** : SL, moins de 1 % éléments grossiers calcaires. HCI 3. Brun moyen avec taches diffuses ocre beige à brun foncé par la diffusion de la matière organique par les vers de terre en particulier. Non hydromorphe, frais, moyennement compact, 50 % structure grumeleuse peu nette de 5 à 10 mm, 50 % de structure polyédrique subangulaire peu nette de 5 à 20 mm.
- **62-120 cm** : LAS+. Moins de 1 % d'éléments grossiers calcaires. 50 % de précipitations de carbonates sous forme de taches blanc beige de 3- 4 cm de diamètre avec HCI 4, 50 % de couleur brun beige avec HCI 3, non hydromorphe. Frais. Compact.

Tableau II.2 : Résultats des analyses des échantillons de sol du profil 2.

Profondeur (cm)		0 - 23	23 - 62	62-120
	Argile %	15.07	14.7	4.85
	Limons fin %	18.5	17.5	4.2
	Limons grossier %	31.01	37.69	4.08
	Sables fins %	15.9	17.6	45.8
	Sables grossiers %	9.4	12.52	39.15
	C%	0.73	0.33	-
	MO%	2,24	1,3	2,18
	N%	0.18	0.12	-
	C/N	4	2.75	-
Calcaire total %		19,15	31.6	35,32
Calcaire actif %		0.72	0.84	1
Ph		7,57	7,74	7,92
CE (mmhos/cm)		23,57	28,77	36,02
	Ca ⁺⁺	42,54	34.02	31.14
	Mg ⁺⁺	1.6	1.96	1.94
	K ⁺	0.24	0.24	0.66
	Na ⁺	2.29	2.29	2.5
P2O5 assimilable (ppm)		21.52	19.16	24.13
K assimilable meq/100g		0.14	0.03	0.02

Ce profil présente trois horizons caractérisés par une structure particulière, une texture limono-sableuse. Le PH est légèrement alcalin de l'ordre de 7. Les caractéristiques physico-chimiques sont appréciables, ces sols peuvent convenir à toutes les cultures.

II.2.4. Caractéristiques hydrodynamiques des sols

Un sol se caractérise par un certain nombre de paramètres physiques mesurables généralement fonctions de la structure et de la texture du sol. Les paramètres hydrodynamiques interviennent dans le calcul de la dose d'irrigation.

Tableau II.3 : Propriétés hydrodynamiques des sols.

Texture	Limono-sableuse
Capacité au champ (%)	22
Point de flétrissement (%)	13
Vitesse de perméabilité (10^{-5} m/s)	0.5
Densité apparente	1.4

II.2.5. Détermination des aptitudes culturales des sols

La détermination des aptitudes culturales est faite en tenant compte des exigences des cultures à l'égard des conditions du sol et du climat qui constituent le milieu cultural.

A cet effet, les cultures qui s'adaptent aux sols légers pour la zone d'**aptitude culturale** en tenant compte des conditions climatiques de la région, sont comme suit :

- a) **Les cultures maraîchères** : tomate, oignon, ail, pomme de terre, haricot, pastèque, melon, aubergine.
- b) **Les cultures céréalières** : blé (Triticum), orge (Hordeumvulgare),
- c) **Les cultures fourragères**. Bersim, ray-grass, Sorgho.
- d) **L'arboriculture fruitière** : abricotier sur le porte greffe (franc d'abricotier), amandier sur franc, cerisier, vigne, pêcher sur porte greffe : amandier, la vigne sur porte greffe : SO4.

II.3 Ressources en eau

Pour permettre leur croissance végétative et leur développement, les plantes ont besoin d'eau appropriée en qualité et en quantité, à portée de leurs racines et au bon moment. L'estimation des

besoins en eau des cultures dépend de la disponibilité des ressources en eau a proximité du périmètre d'étude.

II.3.1 Ressources en eau du périmètre

Pour l'irrigation de notre périmètre, et vue l'absence de ressources en eau superficielles mobilisées, le périmètre sera alimenté par deux forages.

Les caractéristiques des deux forages sont présentées dans le tableau II.4

Tableau II.4 : Caractéristiques des forages :

Forage	Altitude	Niveau statique	Niveau dynamique	Débit de forage (l/s)
F1	29	-6.65	-10.25	95
F2	28	-10.28	-12.45	90

II.3.2 Hydrogéologie de la zone d'étude

La vallée de l'oued Sebaou est une dépression comblée d'alluvions formant un complexe de terrasses. Dans le haut Sebaou les terrasses sont étagées cette structure a une incidence sur l'alimentation de la nappe alluviale du fait qu'elles sont susceptibles de renfermer des nappes à entités hydrauliques bien individualisées. (ANRH)

II.3.3 Etude de la piézométrie

La piézométrie de la vallée de sebaou montre que la nappe est en relation hydraulique avec les eaux de surface. Dans la période des basses eaux, l'oued alimente la nappe et c'est la nappe qui alimente l'oued en période des hautes eaux.

Tableau II.5 : Campagne piézométrique des basses et hautes eaux bas sebaou (ANRH).

NOM	N° catalogue	ouvrage	Coordonnées			Haute eau		Basse eau	
			X(Km)	Y(Km)	Z(m)	NS/s	N.P	NS/s	N.P
F5	E00804641	Forage	618166	385274	55,99	0,83	55,16	2,22	53,77
P7	E00804642	Forage	616125	384939	50,94	0,6	50,34	1,77	49,17
P16	E00804644	Forage	615300	384725	54	1,8	52,20	4,46	49,54
F23	E00804645	Forage	614166	384046	44,74	9,69	35,05	10,87	33,87
F31	E00804647	Forage	613670	384440	43,21	4,13	39,08	9,18	34,03
P34	E00804648	Forage	615989	382971	41,73	6,8	34,93	8,81	32,92
F82	E00804652	Forage	612835	383220	43,22	8,30	34,92	12,20	31,02
F89	E00804653	Forage	612000	383150	41,28	9,5	31,78	11,07	30,21

II.3.4 propriétés physiques et chimiques de la nappe

D'après les analyses physiques et chimiques de la nappe du bas sebaou, on a pu avoir les résultats présenté dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : résultats d'analyse physico-chimique de la nappe du bas sebaou

N° puit	Ca ²⁺ (mg/l)	Mg ²⁺ (mg/l)	Na ⁺ (mg/l)	K ⁺ (mg/l)	Cl ⁻ (mg/l)	SO ₄ ²⁻ (mg/l)	HCO ₃ ⁻ (mg/l)	NO ₃ ⁻ (mg/l)	PH	CE (µs/cm)	Résidu sec (mg/l)	TH °F	TAC °F
P209/BS	65	15	45	4	216	96	183	59.0	8.1	875	871	23	15
P213/BS	101	24	35	5	165	151	214	12.0	8.1	600	712	35	18
P218/BS	65	21	42	3	47	96	259	1.0	7.6	500	549	25	21

Source ANRH (Blida).

II.3.5 Etude de la qualité des eaux d'irrigation

La qualité de l'eau utilisée pour l'irrigation est un paramètre essentiel pour le rendement des cultures, le maintien de la productivité du sol et la protection de l'environnement. Ainsi, les propriétés physiques et chimiques du sol, telles que sa structure et sa perméabilité, sont très sensibles au type d'ions échangeables présents dans les eaux d'irrigation.

Les facteurs les plus importants pour déterminer la qualité requise de l'eau dans l'agriculture sont les suivants :

- 1- **Salinité** : Contenu total en sel soluble
- 2- **risque de sodium** : Proportion relative des cations sodium (Na⁺) par rapport aux autres ions.
- 3- **pH et Toxicité** de l'eau d'irrigation.

D'après les résultats présenter dans le Tableau II.2.3 on peut déterminer les facteurs précédents.

Tableau II.7 : caractéristique chimique de l'eau de forage.

Paramètres	valeurs
CE(mmhos/cm)	0.65
Ca (mg/l)	65
Cl(mg/l)	47
Na (mg/l)	35
Mg (mg/l)	21
T(°C)	16
PH	8.1

II.3.6 Classification des eaux d'irrigation

La salinité et l'alcalinité de l'eau sont des facteurs déterminant dans la qualité de l'eau d'irrigation.

1) Salinité

Les principaux sels responsables de la salinité de l'eau sont les sels de calcium (Ca^{2+}), de magnésium (Mg^{2+}), de sodium (Na). La salinité peut se mesurer par la conductivité électrique exprimé en (mmoh/cm).

Le tableau ci-dessus montre la classification de l'eau d'irrigation selon la valeur de la conductivité électrique CE.

Tableau II.8 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique.

Classe	Conductivité électrique CE (mmhos/cm)	Qualité des eaux	Cultures
C1	$\text{CE} \geq 0.25$	Risque faible de salinité	Pour toutes les cultures
C2	$0.25 \leq \text{CE} \leq 0.75$	Risque moyen de salinité	pour les plantes moyennement tolérantes.
C3	$0.75 \leq \text{CE} \leq 2.25$	Risque élevé de salinité	ne convient qu'à des sols bien drainés et des plantes tolérantes.
C4	$\text{CE} > 2.25$	Risque très élevé de salinité	eau difficilement utilisable

2) Le SAR

Le sodium est l'un des éléments les plus indésirables dans l'eau d'irrigation. Le sodium remplace le calcium et le magnésium adsorbés sur les particules d'argile et provoque la dispersion des particules du sol, et donc ses excès sont néfastes sur la perméabilité du sol et sur l'infiltration de l'eau.

La concentration de sodium dans l'eau d'irrigation est estimée par le SAR qui décrit la quantité de sodium en excès par rapport aux cations calcium et magnésium. Calculé comme suit :

$$\text{SAR} = \frac{\text{Na}^+}{\sqrt{\frac{\text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+}}{2}}} \dots\dots\dots \text{(II.1)}$$

(le sodium, le calcium, et le magnésium sont exprimé en meq/L) :

L'eau d'irrigation est classée en quatre classes suivant la valeur du SAR :

Tableau II.9 : Classification des eaux en fonction du SAR

SAR en Méq/l	
0 – 10	Classe S1 : risque alcalin faible :
10 – 18	Classe S2 : risque alcalin moyen, l'eau présente un danger appréciable
18 – 26	Classe S3 : risque alcalin élevé, peut produire des niveaux dommageables de sodium
> 26	Classe S4 : risque alcalin très élevé, généralement inadéquate pour l'irrigation

Le SAR est défini par l'équation suivante :

$$SAR = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{2+} + Mg^{2+}}{2}}}$$

A.N : On trouve un SAR (méq/l) = 5.3

II.3.7. Classification américaine

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

Pour déterminer la classe des eaux d'irrigation de notre barrage on se base sur le diagramme de Riverside, d'après l'US Salinity Laboratory Staff (1954).

Avec un SAR = 5.3 Et une salinité de : 0.65 (mmhos/cm)

La classe de l'eau d'irrigation sera donc : C2S1.

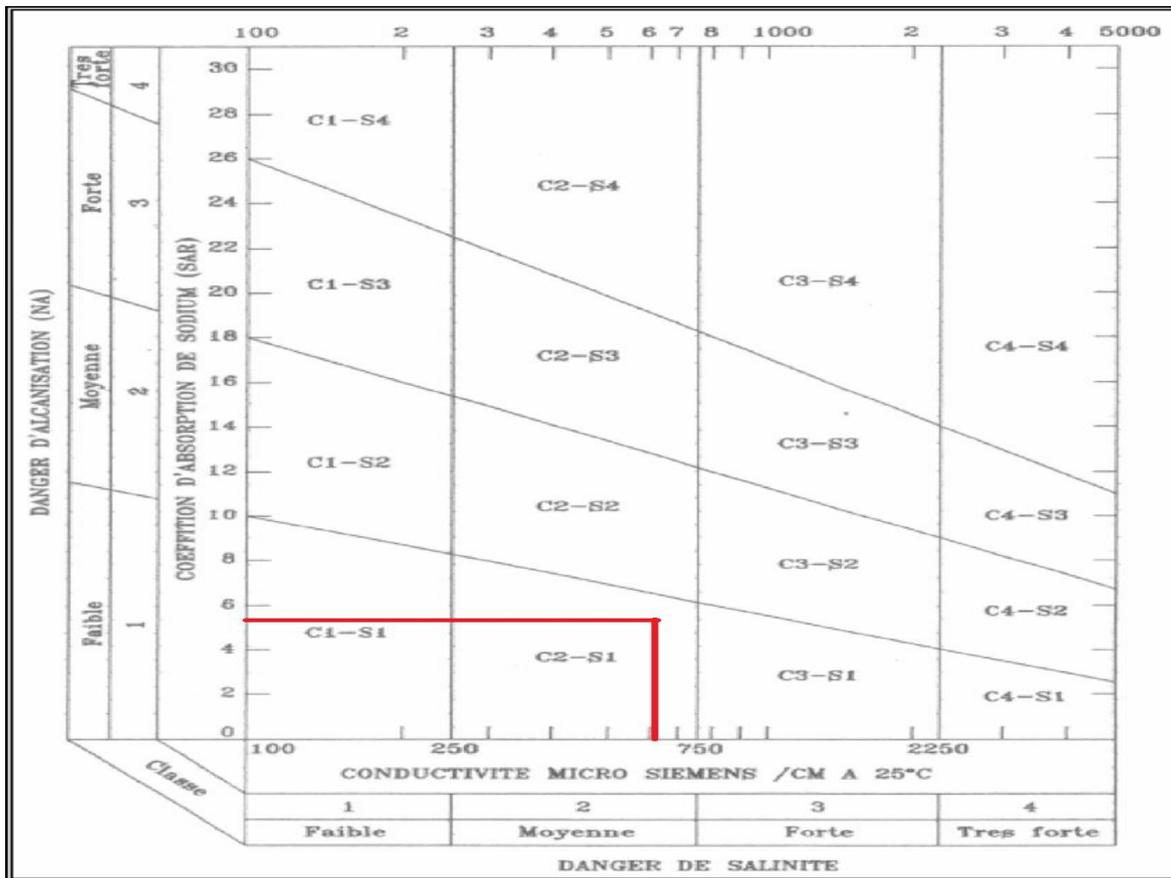


Figure II.1 Diagramme de classification des eaux d’irrigation.

II.4 Hydrologie : Calcul de la pluie de projet

Le but principal de l’étude hydrologique est de déterminer les caractéristiques des pluies d’une fréquence donnée (80%) qui nous conduira à calculer les besoins en eau des cultures.

II.4.1 Choix de la station pluviométrique

La station pluviométrique de Baghlia village est la plus proche du périmètre :

Tableau II.10 : caractéristique de la station.

Nom de la station	Code	Coordonnées		Altitude	Période d’observation	Nbre d’années d’observer
		X(m)	Y(m)			
Baghlia village	0022002	603.5	390.0	30	1980-2012	32

Source (ANRH Alger).

II.4.2 Répartition de la pluie moyenne mensuelle

Le tableau présente la répartition des pluies moyennes mensuelle de la station de Baghlia Village de 1980-2012.

Tableau II.11 : Répartition mensuelle des précipitations (mm).

Année	Sept	Oct	nov	dec	janv	Fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Annuel
1980	93.5	85.3	186.3	45.6	134.2	54.8	95.7	127.2	16.2	0.4	0	0	839.2
1981	2.9	48.7	21.6	128.6	180.8	118.6	28.7	15.1	36.3	7.6	0	8.3	597.2
1982	41.2	73.8	227.1	132.2	3	75.6	63.8	17.6	12.8	0	4.4	37.4	688.9
1983	3.4	31.6	71.4	71.7	82.8	123.8	38.2	28.5	88.8	10.1	0	0	550.3
1984	24	105.7	29.4	141.9	124.3	37.9	217.8	11.8	116.3	0	0	0	809.1
1985	78.3	65.9	120.2	54.7	72.9	106.4	171.1	56.9	4.6	12.8	5.9	0.4	750.1
1986	14.2	41	75.5	201.7	114.8	227.7	43	4.1	12.9	33	0	1.2	769.1
1987	97.3	45.7	118.5	48.2	65.5	46.9	66.4	58.5	24.7	21.4	3.2	0	596.3
1988	71.2	4.2	90	255.2	46.7	25.7	37.5	96.7	6	17.1	3.9	4.4	658.6
1989	33.8	24.1	100.7	49	84.2	0	35.6	61	79.6	13.8	42	0	523.8
1990	1.8	70.2	56.5	200.2	91.5	143.4	64.5	53	38.5	3	0	2.5	725.1
1991	15.8	190.3	51.9	14.2	157.3	52.5	90.2	102.6	57.9	31.4	2.3	0	766.4
1992	6	78.9	119.3	164.6	36.5	92	23.9	105.3	39.2	0	0	3.9	669.6
1993	29.4	53.3	83.4	130	94.2	64.3	0	56.6	4.8	0	0	0	516
1994	68.9	70	29.3	121.7	212.2	40.6	101.4	41.1	0.2	10.4	0	38.9	734.7
1995	11.7	18.4	17.1	80.6	166.2	221.2	46.2	143.6	34.2	12.6	6.1	9.2	767.1
1996	30.3	112.1	57.6	70.2	47.8	16	24.6	100.9	14	6.2	1.3	18.6	499.6
1997	61	71.4	160.5	144.9	56.9	91.5	62.4	110.5	269.2	1.1	0	1.8	1031.2
1998	44.1	51.5	139.4	111.6	148.3	103.2	83	32.5	21.7	0	0	2.4	737.7
1999	25.7	22.4	169.8	227.9	18.1	8.1	15.3	42.6	33.1	4.7	0	0	567.7
2000	25.2	75.7	71.5	53.8	226.7	86.7	1.5	40.3	30.9	0	0	7.8	620.1
2001	15.2	0	104.7	69.7	71.8	37	61.7	64.8	17.3	2.7	0	12	456.9
2002	18.1	40.4	228.5	234.4	267.4	105.9	41.3	118.2	42.1	0	3.5	0	1099.8
2003	46.1	39.9	59.4	151.4	115.2	54.1	112.4	79.2	177.7	0.5	0	9.9	845.8
2004	25.4	44.9	110.9	169.8	133.8	143.9	28.2	55.2	3.1	0	1.4	0	716.6
2005	54.7	51.8	102.8	108.6	112.7	154.6	20	18.5	98.3	2.2	1.9	3	729.1
2006	19.6	25.1	4.4	261	15.4	51.3	232.1	212.1	20.8	3	5.3	32.6	882.7
2007	50.1	254.9	212.6	86.1	4.8	17.6	97	39.8	84.1	8.5	15.4	0	870.9
2008	24.2	51.1	202	136.4	193.8	33	84.8	87	114.3	0	0	6.6	933.2
2009	128.9	55.5	112.3	127.1	92.3	57	108.1	103.2	46.8	27	0.6	29.6	888.4
2010	24.4	131.2	141.5	80.7	89.1	129.6	48.3	88.2	149.1	48.6	0	0	930.7
2011	6.6	36.1	200.8	109.1	59.6	318.8	84.9	188.1	35.8	3.3	0	2.3	1045.4
2012	7.1	65.1	55.6	35.2	209	168.6	114.2	67.4	173.4	2.2	0	7.8	905.6
Moyenne	36.37	64.73	107.05	121.76	106.96	91.16	71.02	73.58	57.72	8.59	2.95	7.29	749.18

II.4.3 Etude de l'homogénéité de la série : Test de Mood

Le teste de Mood ou test des médianes, est un test statistique destiné à comparer les positions de deux jeux de données ; c'est un test non-paramétrique, c'est-à-dire qu'il ne suppose pas que les données suivent une loi de probabilité donnée.

Le test de Mood suit les étapes suivantes :

Soit la variable aléatoire x , représentant la série des pluies moyenne annuelle et N étant la taille de cette série, l'application de ce test consiste à la détermination de la médiane de cet échantillon unique et à classer ses valeurs par ordre croissant, ensuite un dénombrement des éléments situés de part et d'autre de la médiane en affectant un (+) aux valeurs supérieures à la médiane et un (-) aux valeurs inférieures à la médiane. Le nombre de valeurs inférieures et supérieures à la médiane est égale et représente la quantité notée N_s . La quantité T_s est égale à la taille de la plus grande suite de (+) ou de (-) dans la série chronologique.

L'hypothèse est nulle du test de la médiane pour un seuil de signification de 95% est vérifié si :

$$N_s > 1/2 (N+1 - \mu_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \sqrt{N+1}) \text{ et } T_s < 3.3 (\log_{10}N+1) \dots\dots\dots \text{(II.2)}$$

Avec : $\mu_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1.96$, elle représente la valeur de la variable centrée réduite de Gauss correspondant à une probabilité de $1-\frac{\alpha}{2}$, avec $\alpha = 5\%$.

(Source : Meylan ; hydrologie fréquentielle)

Dans notre cas nous avons : la Médiane $m_e = 737.7$ mm et la taille de la série $N=32$.

$$N_s > 1/2 (N+1 - \mu_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \sqrt{N+1}) = 10.87$$

$N_s = 16$ (nombre total de séries de + ou de - dans la série)

$T_s < 3.3 (\log_{10}N+1) = 8.7$ et $T_s = 7$ (maximum de + ou de - au-dessus de la médiane).

Pour N_s : On a : $14 > 10.87$ et Pour T_s : On a : $7 < 8.7$

Les deux conditions sont satisfaites et donc la série est homogène.

II.4.4 Ajustement statistique de la série

Les pluies annuelles sont la plupart du temps ajustables à des lois statistiques. On opte pour une loi qui donnera le meilleur ajustement possible ;

Les lois qui sont le plus utilisées pour les pluies annuelles sont :

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

II.4.4.1 Ajustement de la série à la loi de Gausse (loi normale)

Les étapes de calcul sont les suivantes :

- Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant.
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- Calculer la fréquence expérimentale.
- Variable réduite de Gauss : $U = \frac{x - \bar{x}}{\delta}$
- Calcul des caractéristiques empirique de loi (\bar{x} ; δ ; Cv ; CS=0).
- Calculer le coefficient de variation : $Cv = \frac{\delta}{\bar{x}}$

Le quantile de pluie pour une période de retour donnée est : $XP\% = \bar{x} + \delta * Up\%$,

Avec : XP% : précipitation de probabilité ;

P% et Up% : variable réduit de Gauss. ;

\bar{x} : Moyenne arithmétique ; et δ : Écart type ;

II.4.4.2 Teste de validité d'un ajustement

Après l'ajustement des pluies on doit vérifier la validité de ce dernier. 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, et pour lequel une loi de répartition F(X) a été déterminée : On divise cet échantillon en un certain nombre de classes K contenant chacune ni valeurs expérimentales. Le nombre Vi est le nombre théorique de valeurs sur un échantillon de N valeurs affectées à la classe i par la loi de répartition, donnée par la relation suivante :

$$v_i = N \int_{x_{i+1}}^x f(X) dX = N[F(X_i) - F(X_{i+1})] \dots \dots \dots \text{(II.3)}$$

$f(X)$: 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 :

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} \dots \dots \dots \text{(II.4)}$$

* On calcule χ^2 .

* On calcule le nombre de degré de liberté γ .

* On détermine $\chi^2_{théorique}$ sur la table de Pearson.

$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$

Pour les calculs nous avons utilisé le logiciel **HYFRAN**.

Tableau II.12 : Test de validité des deux ajustements.

Loi normale	Loi log-normale
$\chi^2_{calculé}=2.15$	$\chi^2_{calculé}=3.61$
Degrés de liberté =5	
$\chi^2_{théorique}=7.8$	

D'après la table de Pearson du χ^2 l'ajustement par la loi normale est à considérer.

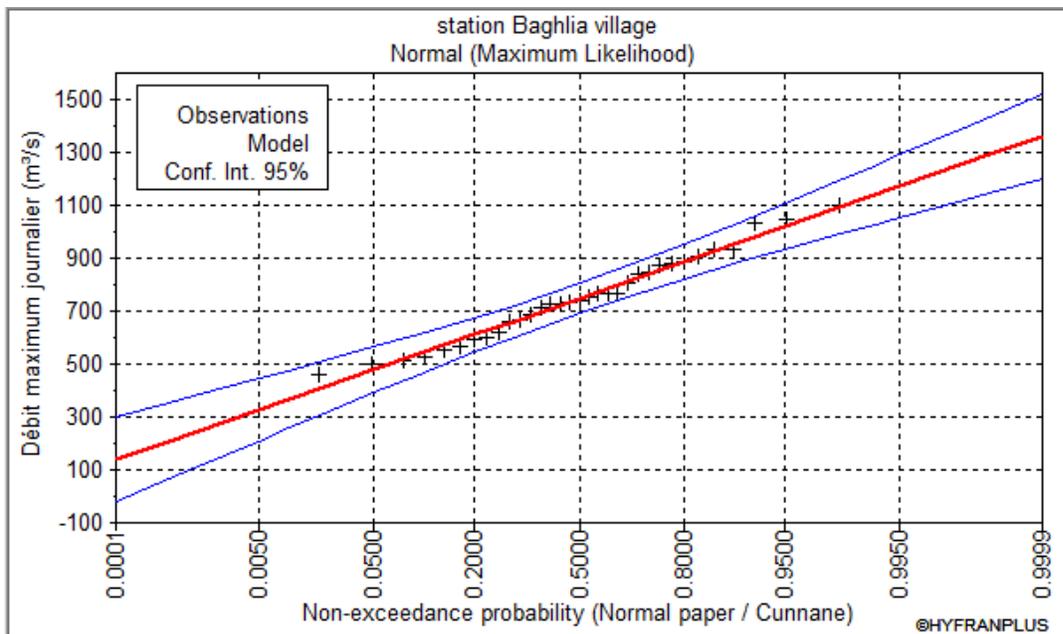


Figure II.2 : Ajustement à la loi de Gauss

Les résultats de l'ajustement de la série de la station de Baghlia sont présentés dans le tableau II.13 et la figure II.2 :

Tableau II.13 : résultats de l'ajustement.

T = 1/q	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)			
	Q	XT	Écart-type	Intervalle de confiance (95%)
5	0.9	960	38.9	884-1040
2	0.5	749	28.6	693-805
1.25	0.2	611	33.4	545-676

II.4.4.3 Détermination de l'année de calcul

La loi normale étant adéquate, nous allons l'utiliser pour la détermination Pour le calcul de la pluie de fréquence 80% de chaque mois :

$$P_{\text{moy 80\% de chaque mois}} = P_{\text{moy de chaque mois}} + \frac{P_{\text{théorique (80\%) annuelle}}}{P_{\text{théorique (50\%) annuelle}}} \dots\dots\dots (II.5)$$

D'autre part on a :

$$P_{\text{moy(80\%)annuelle}} = 611 \text{ mm.}$$

$$P_{\text{moy(50\%)annuelle}} = 749 \text{ mm.}$$

Les résultats de calcul des pluies de projet sont présentés dans le tableau **II.2**:

Tableau II.14 : Pluies moyennes mensuelles pour l'année sèche ($f_{80\%}$)

Mois	Sept	oct	nov	déc	jan	fev	mars	Avr	mai	juin	juil	aout
P_{moy} (mm/mois)	36.37	64.73	107.05	121.76	106.96	91.16	71.02	73.58	57.72	8.59	2.95	7.29
$P_{\text{moy}80\%}$ (mm/mois)	29.82	53.08	87.78	99.84	87.71	74.75	58.24	60.33	47.33	7.05	2.42	5.98

II.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés aux ressources en sol et en eau du périmètre du bas Sebaou, puisque c'est le premier élément indispensable dans tout projet d'irrigation.

La pédologie de la zone d'étude appartient aux Classes des sols peu évolués d'apport alluvial et des sols calcimagnésiques, présentant un sol limono-sableux à un sol équilibré, d'une bonne texture et un bon drainage par les talwegs avec une pente moyenne.

L'aptitude des sols est bonne pour les cultures vignobles, céréalières et fourragères ainsi que pour les cultures arboricoles.

La ressource en eau qui provient de la nappe de bas Sebaou appartient à la classe C2S1, avec une faible alcalinité, et une salinité moyenne.

En effet, les analyses effectuées sur les sols du bas Sebaou ont mis en évidence des propriétés adéquates pour l'irrigation, ce qui constitue un atout pour l'irrigation des sols dans l'ensemble du périmètre.

Chapitre III : Besoin en eau des cultures

III.1 introduction

Les pluies, en particulier leur partie efficace, fournissent une partie de l'eau requise pour satisfaire les besoins d'évapotranspiration des cultures. Le sol stocke une partie de l'eau de pluie et la restitue aux cultures en période de déficit. Dans des conditions arides il est nécessaire d'irriguer pour compenser le déficit d'évapotranspiration dû à l'insuffisance ou à l'irrégularité des précipitations. Dans tous projet d'irrigation l'estimation des besoins en eau des cultures est indispensable.

III.2 Besoins en eau des cultures

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 :

$$Bir = ETM_i - (P_{eff_i} + R_{s_{i-1}}) \dots\dots\dots (III.1)$$

Où :

- Bir = besoins en eau d'irrigation nécessaire pour satisfaire la demande des cultures (mm)
- ETM = évapotranspiration potentielle de la culture (mm)
- P_{eff} = pluie efficace (mm)
- $R_{s_{i-1}}$ = Reserve en eau restante du mois (i-1) (mm)

III.3 Estimation des besoins en eau des cultures

L'estimation des besoins en eau des cultures est indispensable pour évaluer les volumes d'eau à apporter par irrigation, nécessaire pour la croissance des plantes. Dans ce cas, on doit impérativement aborder la notion d'évapotranspiration qui régit les besoins en eau des cultures.

III.3.1 Evapotranspiration

L'évapotranspiration est une combinaison de deux processus : l'évaporation des sols et la transpiration des plantes couvrant la surface du sol.

a) L'évapotranspiration de référence

L'évapotranspiration de référence (ET_0) est un concept utilisé dans différentes méthodes d'estimation. C'est une valeur pour une végétation choisie (gazon), dans des conditions hydriques réelles, permettant ensuite de déduire l'évapotranspiration pour d'autres couverts végétaux (Lu, Jianbiao, et al. "A Comparison of Six Potential Evapotranspiration Methods for Regional Use in the Southeastern United States." (2005)). Cet usage pratique d'une culture de référence est lié à la faible variation de l'évapotranspiration potentielle selon les différents végétaux, dans de mêmes conditions climatiques.

b) L'évapotranspiration maximale

L'évapotranspiration maximale (ETM) la valeur maximale de l'évapotranspiration d'une culture donnée, à un stade végétatif, dans des conditions climatiques données, prise en compte par l' ET_0 . C'est une correction de l' ET_0 en fonction du couvert végétal.

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

K_c : étant le coefficient cultural.

L'évapotranspiration maximale dépend donc de la culture considérée, du stade végétatif et des conditions météorologiques observer.

III.4 Les méthodes d'évaluation de L'évapotranspiration

On distingue généralement deux (02) méthodes :

III.4.1 Les méthodes directes:

- L'évapotranspiromètre ou cuve lysimétrique
- Le bac évaporant.

III.4.2 Les méthodes indirectes

Dans la littérature climatologique ou hydrologique, bon nombre de formule sont systématiquement utilisées pour la mesure et la prédiction de l'évapotranspiration, les plus utilisées sont :

- Formule de Turc (1960) ;
- Formule de Thornthwaite (1948, 1955) ;
- Formule de Blaney-Criddle (1959) ;
- Formule de Penman ou formule du bilan d'énergie (1948) ;

Dans notre cas, on s'est referee sur la méthode de Penman-Monteith qui est recommandée par la FAO.

-Formule Modifiée de Penman_Monteith

La formule la plus employée et recommandée par la FAO est la formule de Penman-Monteith modifiée, détaillée comme suit :

$$ET_0 = \frac{0,408 \Delta (R_n - G) + \gamma \frac{C_{ste}}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma (1 + 0,34 u_2)} \dots\dots\dots (III.3)$$

Avec :

- ET_0 : 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]
- u_2 : vitesse du vent à une hauteur de 2 m [m s-1],
- e_s : pression de vapeur saturante [kPa],
- e_a : pression de vapeur réelle [kPa],
- $e_s - e_a$: déficit de pression de vapeur saturante [kPa],
- D : pente de la courbe de pression de vapeur saturante [kPa °C-1],
- g : constante psychrométrique [kPa °C-1].

Pour les calculs, nous avons utilisé le logiciel CROPWAT, où nous avons introduit les données mensuelles de la station météorologique de Dellys :

Les résultats de l'évapotranspiration de référence sont représentés dans le tableau III.1

Tableau III. 1. Calcul de l'ET0 par le logiciel CROPWAT

Month	Min Temp °C	Max Temp °C	Humidity %	Wind m/s	Sun hours	Rad MJ/m ² /day	ET0 mm/day
January	9.2	15.1	73	3.0	5.2	9.0	1.65
February	8.7	15.0	76	3.0	5.9	11.7	1.85
March	10.3	18.0	75	3.4	7.1	16.0	2.66
April	11.3	21.0	75	3.8	8.1	20.0	3.54
May	11.0	26.0	77	3.7	9.8	24.0	4.55
June	14.0	31.0	70	3.9	9.9	24.7	5.87
July	18.0	33.6	71	3.8	10.4	25.0	6.28
August	19.0	34.0	75	3.5	9.7	22.7	5.70
September	16.0	31.4	74	3.1	8.7	18.8	4.65
October	13.8	25.0	76	3.2	7.1	13.8	3.07
November	11.6	18.0	72	2.8	5.6	9.7	2.02
December	7.0	16.0	73	2.7	4.6	7.8	1.55
Average	12.5	23.7	74	3.3	7.7	16.9	3.62

III.5 Calcul de la pluie efficace :

La pluie efficace est la partie utile des précipitations pour la production des cultures. Sans tenir compte l'eau interceptée par la végétation vivante ou desséchée, l'eau perdue par évaporation de la surface du sol, l'eau pluviale perdue par évapotranspiration pendant la croissance ainsi que la fraction de l'eau qui contribue au lessivage, qui est percolée profondément.

Pour le calcul de la pluie efficace en opte pour la formule de pourcentage fixe :

$$P_{\text{eff}} = A * P_{\text{moy}} \dots\dots\dots \text{(III.4)}$$

Avec : A = 80%.

Le tableau suivant représente les valeurs des pluies efficaces.

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

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr	Mai.	Jui.	Juil.	Août.
Pmoy80%(mm)	29.8	53.1	87.8	99.8	87.7	74.7	58.2	60.3	47.3	7.1	2.4	5.9
Peff (mm)	23.8	42.5	70.2	79.8	70.2	59.8	46.6	48.3	37.8	5.6	1.9	4.7

III.6 Estimation des coefficients culturaux (Kc)

Les valeurs du coefficient cultural (K_c) de chaque culture ont été ressorties selon les valeurs estimées par Doorenbos corrigées (FAO, 2003).

Tableau III. 3. Coefficients culturaux (K_c) des différentes cultures.

	blé/ avoine	Orge	Mais	Feve	Ail/Oignon	P.terre (AS)	Tomate	Choux	Carotte	Haricot	petits pois	Concombre	olivier	pécher	pommier
mois	K_c	K_c	K_c	K_c	K_c	K_c	K_c	K_c	K_c	K_c	K_c	K_c	K_c	K_c	K_c
Septembre								0,50	0,40	0,90			0,85	0,55	0,70
Octobre					0,50	0,50		0,70	0,70	0,85			0,85	0,55	0,70
Novembre	0,40				0,75	0,70		0,95	0,90				0,75	0,55	0,70
Décembre	0,70	0,30			0,95	0,95		0,80	0,70		0,50		0,65	0,75	0,70
Janvier	0,85	0,30			0,95	0,75					0,80		0,65	0,75	0,70
Février	0,95	0,50			0,75						1,00		0,65	0,75	0,70
Mars	1,05	0,50		0,45			0,50				0,95		0,65	0,75	0,80
Avril	1,00	0,90	0,55	0,75			0,85				0,50		0,65	0,55	0,85
Mai	0,80	0,95	0,90	0,95			1,15					0,38	0,65	0,55	0,85
Juin	0,45	0,70	1,15	0,65			0,85			0,50		0,57	0,80	0,55	0,70
Juillet			0,80							0,65		0,85	0,85	0,55	0,70
Août										0,95		0,85	0,85	0,55	0,70

Calcul de la réserve en eau du sol :

La réserve en eau du sol se définit comme le volume d'eau contenu dans le sol à un instant donné. Ce volume, ou stock d'eau, est généralement exprimé en épaisseur de lame d'eau (en mm), pour être facilement comparé aux pluies et à l'évapotranspiration. Elle représente la fraction disponible aux plantes c'est à dire la réserve facilement utilisable (RFU), elle est exprimée comme suit :

$$RFU = (H_{cc} - H_{pf}) / 100 * \gamma * Z * d_a \dots\dots\dots (III.5)$$

Avec : - H_{cc} : humidité à la capacité au champ

- H_{pf} : humidité au point de flétrissement

- Z : profondeur racinaire

- γ : coefficient, égal au degré de tarissement admissible (1/2 ou 1/3 selon les cultures)

- d_a : densité apparente du sol

III.7 Choix de cultures :

L'aménagement hydro-agricole d'un périmètre dépend étroitement des cultures à mettre en place.

Pour le choix des cultures, il faut prendre en considération les critères suivants :

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

III.8 Occupation des sols : Choix des scénarios

Avant l'estimation des besoins en eau d'irrigation, l'occupation du sol doit être définie en tenant compte des différentes contraintes : climatique, social et Agro-pédologique.

Les scénarios d'occupation des sols retenus pour le projet sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III. 4. Scénarios d'occupation du sol par l'ensemble de l'exploitation du périmètre.

Scenario	Céréales %	Fourrages %	Maraichage %	Arboriculture %	Total %
1	50	15	25	10	100
2	40	10	25	25	100
3	20	10	35	35	100

On propose d'élaborer un modèle d'occupation selon le scénario 3 qui est une occupation équilibrée entre les céréales, les cultures maraichères et arboricoles, vu les modèles d'exploitation et les vocations agricoles de la région.

Les cultures maraichères et l'arboriculture (telle que la vigne) dominent très largement l'occupation des sols au niveau du périmètre avec près de 70% de la superficie totale, dont 30% pour la vigne, 35% pour le maraîchage, le reste (30%) étant partagé par des systèmes combinant plusieurs types de cultures (céréales, et fourragères)

Les cultures proposées :

Le tableau ci-dessus représente l'occupation du sol en fonction des cultures proposées.

Tableau III. 5. Occupation de sol en fonction des cultures.

Les cultures	Surface occupé en %	Surface occupé en Ha
La céréaliculture: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Blé ▪ Orge grain 	20	44
Les cultures fourragères: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Orge en vert 	10	22
Le maraîchage: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Pomme de terre ▪ Ail /Oignon vert ▪ Tomate ▪ Carotte ▪ Choux ▪ poivron ▪ Haricot ▪ Feve ▪ Pastèque /Melon 	35	77
L'arboriculture: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Vigne ▪ Pruniers/Pêchers 	35	77
Total	100	220

Assolement et rotation des cultures

L'assolement correspond à la répartition des cultures sur l'exploitation pendant une saison culturale. On peut parler de diversité des cultures à un moment donné. A ne pas confondre avec la rotation qui est la succession des cultures sur une même parcelle au fil du temps. L'assolement permet d'éviter la culture systématique de plantes de même famille, et vise à limiter la pression sanitaire et l'enherbement, et à la préservation du sol. Pour cela, il faut tenir compte de la durée de retour d'une culture sur une parcelle. On propose donc un assolement biennal.

Le tableau III.6 représente le détail de l'assolement proposé

Tableau III. 6. Les assolements proposés

Assolement 1	Assolement 2
Blé	Orge en vert
Orge grain	Betterave
Fève	Blé
Ail /Oignon vert	Tomate
Pomme de terre	Haricot (s)
Tomate /poivron	Oignon vert
Chou	Petits pois
Concombre	carotte
Hors assolement : Arboriculture Vigne, Pruniers/Pêchers	Hors assolement : Arboriculture Vigne, Pruniers/Pêchers

Le cycle végétatif des cultures envisagées est détaillé dans le tableau III.7 :

Tableau III. 7. Le cycle végétatif des cultures envisagées

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fevr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout
Blé – Avoine		→										
Orge grain		→										
Orge en vert		→										
Betterave	→											
Tomate								→				
Fève							→					
Pomme de terre		→										
Ail + Oignon vert		→										
Haricot (s)	→											
Choux	→											
Carotte	→											
Petits pois				→								
Concombre									→			
Vigne	→											
Pêchers	→											

III.9 Calcul des besoins en eau des cultures :

Assolement I

Estimation des besoins en eau du premier assolement :

L'estimation se fait par mois et selon le stade végétatif de la culture. Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants.

Tableau III. 8. Calcul des besoins en eau du Blé.

Mois	Pmoy (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/moi)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	-	-	-	-	-	-
Octobre	53.1	42.48	92.1	-	-	-	-	-	-
Novembre	87.8	70.24	60.6	0.30	28.40	0.0	0.40	24.2	0.00
Décembre	99.8	79.84	46.5	0.50	47.33	0.0	0.70	32.6	0.00
Janvier	87.7	70.16	49.5	0.50	47.33	15.78	0.85	42.1	0.00
Février	74.7	59.76	49.5	0.60	56.80	18.93	0.95	47.0	0.00
Mars	58.2	46.56	79.8	0.60	56.80	18.93	1.05	83.8	18.30
Avril	60.3	48.24	106.2	0.60	56.80	0.0	1.00	106.2	39.03
Mai	47.3	37.84	136.5	0.60	56.80	0.0	0.80	109.2	52.43
Juin	7.1	5.68	176.1	0.60	56.80	0.0	0.45	79.2	54.63
Juillet	2.4	1.92	188.4	-	-	-	-	-	-
Août	5.9	4.72	171	-	-	-	-	-	-

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

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	-	-	-	-	-	-
Octobre	53.1	42.48	92.1	-	-	-	-	-	-
Novembre	87.8	70.24	60.6	0.3	28.40	0.0	0.4	24.24	0.00
Décembre	99.8	79.84	46.5	0.5	47.33	15.8	0.7	32.55	0.00
Janvier	87.7	70.16	49.5	0.5	47.33	15.8	0.85	42.08	0.00
Février	74.7	59.76	49.5	0.6	56.80	18.9	0.95	47.03	0.00
Mars	58.2	46.56	79.8	0.6	56.80	18.9	0.9	71.82	6.33
Avril	60.3	48.24	106.2	0.6	56.80	0.0	0.9	95.58	47.34
Mai	47.3	37.84	136.5	0.6	56.80	0.0	0.8	109.20	71.36
Juin	7.1	5.68	176.1	0.6	56.80	0.0	0.45	79.25	73.57
Juillet	2.4	1.92	188.4	-	-	-	-	-	-
Août	5.9	4.72	171	-	-	-	-	-	-

Tableau III. 10. Calcul des besoins en eau de la Fève.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	-	-	-	-	-	-
Octobre	53.1	42.48	92.1	-	-	-	-	-	-
Novembre	87.8	70.24	60.6	-	-	-	-	-	-
Décembre	99.8	79.84	46.5	-	-	-	-	-	-
Janvier	87.7	70.16	49.5	-	-	-	-	-	-
Février	74.7	59.76	49.5	-	-	-	-	-	-
Mars	58.2	46.56	79.8	0.5	47.33	15.8	0.45	35.91	0.00
Avril	60.3	48.24	106.2	0.5	47.33	0.00	0.75	79.65	31.41
Mai	47.3	37.84	136.5	0.7	66.27	0.00	0.95	129.68	91.84
Juin	7.1	5.68	176.1	0.7	66.27	0.00	0.65	114.47	108.79
Juillet	2.4	1.92	188.4	-	-	-	-	-	-
Août	5.9	4.72	171	-	-	-	-	-	-

Tableau III. 11. Calcul des besoins en eau de l'Ail /oignon.

Mois	Pmoy (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	-	-	-	-	-	-
Octobre	53.1	42.48	92.1	0.4	37.87	0.00	0.5	46.05	3.57
Novembre	87.8	70.24	60.6	0.4	37.87	0.00	0.75	45.45	0.00
Décembre	99.8	79.84	46.5	0.4	37.87	0.00	0.95	44.18	0.00
Janvier	87.7	70.16	49.5	0.4	37.87	0.00	0.95	47.03	0.00
Février	74.7	59.76	49.5	0.4	37.87	0.00	0.75	37.13	0.00
Mars	58.2	46.56	79.8	-	-	-	-	-	-
Avril	60.3	48.24	106.2	-	-	-	-	-	-
Mai	47.3	37.84	136.5	-	-	-	-	-	-
Juin	7.1	5.68	176.1	-	-	-	-	-	-
Juillet	2.4	1.92	188.4	-	-	-	-	-	-
Août	5.9	4.72	171	-	-	-	-	-	-

Tableau III. 12. Calcul des besoins en eau de la pomme de terre (saison).

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	-	-	-	-	-	-
Octobre	53.1	42.48	92.1	-	-	-	-	-	-
Novembre	87.8	70.24	60.6	-	-	-	-	-	-
Décembre	99.8	79.84	46.5	-	-	-	-	-	-
Janvier	87.7	70.16	49.5	-	-	-	-	-	-
Février	74.7	59.76	49.5	0.3	28.40	9.5	0.45	22.28	0.00
Mars	58.2	46.56	79.8	0.6	56.80	18.9	0.8	63.84	0.00
Avril	60.3	48.24	106.2	0.6	56.80	0.0	1.05	111.51	63.27
Mai	47.3	37.84	136.5	0.6	56.80	0.0	0.7	95.55	57.71
Juin	7.1	5.68	176.1	-	-	-	-	-	-
Juillet	2.4	1.92	188.4	-	-	-	-	-	-
Août	5.9	4.72	171	-	-	-	-	-	-

Tableau III. 13. Calcul des besoins en eau de la tomate/poivron.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ET0(mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	-	-	-	-	-	-
Octobre	53.1	42.48	92.1	-	-	-	-	-	-
Novembre	87.8	70.24	60.6	-	-	-	-	-	-
Décembre	99.8	79.84	46.5	-	-	-	-	-	-
Janvier	87.7	70.16	49.5	-	-	-	-	-	-
Février	74.7	59.76	49.5	-	-	-	-	-	-
Mars	58.2	46.56	79.8	0.3	0.00	0.0	0.5	39.90	0.00
Avril	60.3	48.24	106.2	0.4	0.00	0.0	0.85	90.27	42.03
Mai	47.3	37.84	136.5	0.5	0.00	0.0	1.15	156.98	119.14
Juin	7.1	5.68	176.1	0.7	0.00	0.0	0.85	149.69	144.01
Juillet	2.4	1.92	188.4	-	-	-	-	-	-
Août	5.9	4.72	171	-	-	-	-	-	-

Tableau III. 14. Calcul des besoins en eau du chou.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	0.3	28.40	0	0.5	69.75	45.91
Octobre	53.1	42.48	92.1	0.4	37.87	0	0.7	64.47	21.99
Novembre	87.8	70.24	60.6	0.5	47.33	0.0	0.95	57.57	0.00
Décembre	99.8	79.84	46.5	0.6	56.80	0.0	0.8	37.20	0.00
Janvier	87.7	70.16	49.5	-	-	-	-	-	-
Février	74.7	59.76	49.5	-	-	-	-	-	-
Mars	58.2	46.56	79.8	-	-	-	-	-	-
Avril	60.3	48.24	106.2	-	-	-	-	-	-
Mai	47.3	37.84	136.5	-	-	-	-	-	-
Juin	7.1	5.68	176.1	-	-	-	-	-	-
Juillet	2.4	1.92	188.4	-	-	-	-	-	-
Août	5.9	4.72	171	-	-	-	-	-	-

Tableau III. 15. Calcul des besoins en eau du concombre.

Mois	Pmoy (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	-	-	-	-	-	-
Octobre	53.1	42.48	92.1	-	-	-	-	-	-
Novembre	87.8	70.24	60.6	-	-	-	-	-	-
Décembre	99.8	79.84	46.5	-	-	-	-	-	-
Janvier	87.7	70.16	49.5	-	-	-	-	-	-
Février	74.7	59.76	49.5	-	-	-	-	-	-
Mars	58.2	46.56	79.8	-	-	-	-	-	-
Avril	60.3	48.24	106.2	-	-	-	-	-	-
Mai	47.3	37.84	136.5	0.4	37.87	0	0.38	51.87	14.03
Juin	7.1	5.68	176.1	0.45	42.60	0	0.57	100.38	94.70
Juillet	2.4	1.92	188.4	0.5	47.33	0	0.85	160.14	158.22
Août	5.9	4.72	171	0.6	56.80	0	0.85	145.35	140.63

Assolement II**Estimation des besoins en eau du second assolement :**

L'estimation se fait par mois et selon le stade végétatif de la culture. Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III. 16. Calcul des besoins en eau de l'orge en vert.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	-	-	-	-	-	-
Octobre	53.1	42.48	92.1	-	-	-	-	-	-
Novembre	87.8	70.24	60.6	-	-	-	-	-	-
Décembre	99.8	79.84	46.5	0.3	28.40	0.0	0.3	13.95	0.00
Janvier	87.7	70.16	49.5	0.5	47.33	9.5	0.3	14.85	0.00
Février	74.7	59.76	49.5	0.5	47.33	15.8	0.5	24.75	0.00
Mars	58.2	46.56	79.8	0.6	56.80	15.8	0.5	39.90	0.00
Avril	60.3	48.24	106.2	0.6	56.80	0.0	0.9	95.58	47.34
Mai	47.3	37.84	136.5	0.6	56.80	0.0	-	-	-
Juin	7.1	5.68	176.1	-	-	-	-	-	-
Juillet	2.4	1.92	188.4	-	-	-	-	-	-
Août	5.9	4.72	171	-	-	-	-	-	-

Tableau III. 17. Calcul des besoins en eau de la betterave.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	0.6	56.80	0	0.65	90.68	66.84
Octobre	53.1	42.48	92.1	0.6	56.80	0	1	92.10	49.62
Novembre	87.8	70.24	60.6	0.6	56.80	0.0	0.6	36.36	0.00
Décembre	99.8	79.84	46.5	-	-	-	-	-	-
Janvier	87.7	70.16	49.5	-	-	-	-	-	-
Février	74.7	59.76	49.5	-	-	-	-	-	-
Mars	58.2	46.56	79.8	-	-	-	-	-	-
Avril	60.3	48.24	106.2	-	-	-	-	-	-
Mai	47.3	37.84	136.5	-	-	-	-	-	-
Juin	7.1	5.68	176.1	-	-	-	-	-	-
Juillet	2.4	1.92	188.4	-	-	-	-	-	-
Août	5.9	4.72	171	0.4	37.87	0	0.45	76.95	72.23

Tableau III. 18. Calcul des besoins en eau du Blé.

Mois	Pmoy (mm)	Peff (mm)	ET0(mm/moi)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	-	-	-	-	-	-
Octobre	53.1	42.48	92.1	-	-	-	-	-	-
Novembre	87.8	70.24	60.6	0.30	28.40	0.0	0.40	24.2	-
Décembre	99.8	79.84	46.5	0.50	47.33	0.0	0.70	32.6	-
Janvier	87.7	70.16	49.5	0.50	47.33	15.78	0.85	42.1	-
Février	74.7	59.76	49.5	0.60	56.80	18.93	0.95	47.0	-
Mars	58.2	46.56	79.8	0.60	56.80	18.93	1.05	83.8	18.30
Avril	60.3	48.24	106.2	0.60	56.80	0.0	1.00	106.2	39.03
Mai	47.3	37.84	136.5	0.60	56.80	0.0	0.80	109.2	52.43
Juin	7.1	5.68	176.1	0.60	56.80	0.0	0.45	79.2	54.63
Juillet	2.4	1.92	188.4	-	-	-	-	-	-
Août	5.9	4.72	171	-	-	-	-	-	-

Tableau III. 19. Calcul des besoins en eau de la tomate.

Mois	Pmoy (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	-	-	-	-	-	-
Octobre	53.1	42.48	92.1	-	-	-	-	-	-
Novembre	87.8	70.24	60.6	-	-	-	-	-	-
Décembre	99.8	79.84	46.5	-	-	-	-	-	-
Janvier	87.7	70.16	49.5	-	-	-	-	-	-
Février	74.7	59.76	49.5	-	-	-	-	-	-
Mars	58.2	46.56	79.8	0.3	0.00	0.0	0.5	39.90	0.00
Avril	60.3	48.24	106.2	0.4	0.00	0.0	0.85	90.27	42.03
Mai	47.3	37.84	136.5	0.5	0.00	0.0	1.15	156.98	119.14
Juin	7.1	5.68	176.1	0.7	0.00	0.0	0.85	149.69	144.01
Juillet	2.4	1.92	188.4	-	-	-	-	-	-
Août	5.9	4.72	171	-	-	-	-	-	-

Tableau III. 20. Calcul des besoins en eau du haricot

Mois	Pmoy (mm)	Peff (mm)	ET0(mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	0.7	66.27	0	0.9	125.55	101.71
Octobre	53.1	42.48	92.1	0.7	66.27	0	0.85	78.29	35.81
Novembre	87.8	70.24	60.6	-	-	-	-	-	-
Décembre	99.8	79.84	46.5	-	-	-	-	-	-
Janvier	87.7	70.16	49.5	-	-	-	-	-	-
Février	74.7	59.76	49.5	-	-	-	-	-	-
Mars	58.2	46.56	79.8	-	-	-	-	-	-
Avril	60.3	48.24	106.2	-	-	-	-	-	-
Mai	47.3	37.84	136.5	-	-	-	-	-	-
Juin	7.1	5.68	176.1	0.5	47.33	0	0.5	88.05	82.37
Juillet	2.4	1.92	188.4	0.5	47.33	0	0.65	122.46	120.54
Août	5.9	4.72	171	0.7	66.27	0	1	171.00	166.28

Tableau III. 21. Calcul des besoins en eau de l'Oignon vert

Mois	P moy(mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	-	-	0	-	-	-
Octobre	53.1	42.48	92.1	0.4	37.87	0	0.5	46.05	3.57
Novembre	87.8	70.24	60.6	0.4	37.87	0.0	0.75	45.45	0.00
Décembre	99.8	79.84	46.5	0.4	37.87	0.0	0.95	44.18	0.00
Janvier	87.7	70.16	49.5	0.4	37.87	12.6	0.95	47.03	0.00
Février	74.7	59.76	49.5	0.4	37.87	12.6	0.75	37.13	0.00
Mars	58.2	46.56	79.8	-	-	19.9	-	-	-
Avril	60.3	48.24	106.2	-	-	0.0	-	-	-
Mai	47.3	37.84	136.5	-	-	0.0	-	-	-
Juin	7.1	5.68	176.1	-	-	0	-	-	-
Juillet	2.4	1.92	188.4	-	-	0	-	-	-
Août	5.9	4.72	171	-	-	0	-	-	-

Tableau III. 22. Calcul des besoins en eau des petits pois

Mois	Pmoy (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	-	-	0	-	-	-
Octobre	53.1	42.48	92.1	-	-	0	-	-	-
Novembre	87.8	70.24	60.6	-	-	0.0	-	-	-
Décembre	99.8	79.84	46.5	0.4	37.87	0.0	0.5	23.25	0.00
Janvier	87.7	70.16	49.5	0.7	66.27	12.6	0.8	39.60	0.00
Février	74.7	59.76	49.5	0.7	66.27	22.1	1	49.50	0.00
Mars	58.2	46.56	79.8	0.7	66.27	22.1	0.95	75.81	7.16
Avril	60.3	48.24	106.2	0.7	66.27	22.1	0.5	53.10	0.00
Mai	47.3	37.84	136.5	-	-	0.0	-	-	-
Juin	7.1	5.68	176.1	-	-	0	-	-	-
Juillet	2.4	1.92	188.4	-	-	0	-	-	-
Août	5.9	4.72	171	-	-	0	-	-	-

Tableau III. 23. Calcul des besoins en eau de la carotte

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	0.3	28.40	0	0.4	55.80	31.96
Octobre	53.1	42.48	92.1	0.4	37.87	0	0.7	64.47	21.99
Novembre	87.8	70.24	60.6	0.5	47.33	0.0	0.9	54.54	0.00
Décembre	99.8	79.84	46.5	0.7	66.27	0.0	0.7	32.55	0.00
Janvier	87.7	70.16	49.5	-	-	-	-	-	-
Février	74.7	59.76	49.5	-	-	-	-	-	-
Mars	58.2	46.56	79.8	-	-	-	-	-	-
Avril	60.3	48.24	106.2	-	-	-	-	-	-
Mai	47.3	37.84	136.5	-	-	-	-	-	-
Juin	7.1	5.68	176.1	-	-	-	-	-	-
Juillet	2.4	1.92	188.4	-	-	-	-	-	-
Août	5.9	4.72	171	-	-	-	-	-	-

Estimation des besoins en eau de l'Arboriculture :**Tableau III. 24. Calcul des besoins en eau du Pruniers/Pêchers**

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	1.5	142.00	0	0.55	76.73	52.89
Octobre	53.1	42.48	92.1	1.5	142.00	0	0.55	50.66	8.18
Novembre	87.8	70.24	60.6	1.5	142.00	0.0	0.55	33.33	0.00
Décembre	99.8	79.84	46.5	1.5	142.00	0.0	0.75	34.88	0.00
Janvier	87.7	70.16	49.5	1.5	142.00	47.3	0.75	37.13	0.00
Février	74.7	59.76	49.5	1.5	142.00	47.3	0.75	37.13	0.00
Mars	58.2	46.56	79.8	1.5	142.00	47.3	0.75	59.85	0.00
Avril	60.3	48.24	106.2	1.5	142.00	47.3	0.55	58.41	0.00
Mai	47.3	37.84	136.5	1.5	142.00	47.3	0.55	75.08	0.00
Juin	7.1	5.68	176.1	1.5	142.00	0	0.55	96.86	91.18
Juillet	2.4	1.92	188.4	1.5	142.00	0	0.55	103.62	101.70
Août	5.9	4.72	171	1.5	142.00	0	0.55	94.05	89.33

Tableau III. 25. Calcul des besoins en eau de la vigne

Mois	Pmoy (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	29.8	23.84	139.5	1.2	113.60	0.00	0.45	62.78	38.94
Octobre	53.1	42.48	92.1	1.2	113.60	0.00	-	-	-
Novembre	87.8	70.24	60.6	1.2	113.60	0.00	-	-	-
Décembre	99.8	79.84	46.5	1.2	113.60	0.00	-	-	-
Janvier	87.7	70.16	49.5	1.2	113.60	37.9	-	-	-
Février	74.7	59.76	49.5	1.2	113.60	37.9	-	-	-
Mars	58.2	46.56	79.8	1.2	113.60	37.9	0.25	19.95	0.00
Avril	60.3	48.24	106.2	1.2	113.60	37.9	0.45	47.79	0.00
Mai	47.3	37.84	136.5	1.2	113.60	0.00	0.6	81.90	44.06
Juin	7.1	5.68	176.1	1.2	113.60	0.00	0.75	132.08	126.40
Juillet	2.4	1.92	188.4	1.2	113.60	0.00	0.7	131.88	129.96
Août	5.9	4.72	171	1.2	113.60	0.00	0.65	111.15	106.43

Tableau III. 26. Récapitulatif des besoins pour l'assolement 1

Mois	Blé	Orge grain	fève	Ail/ oignon	Pomme de terre	Tomate/p oivron	Chou	concombre	Pecher/prunier	vigne	Bes/max	Total
Septembre	-	-	-	-	-	-	45.91	-	52.89	38.94	52.89	137.74
Octobre	-	-	-	3.57	-	-	21.99	-	8.18	-	21.99	33.74
Novembre	0.00	0.00	-	0.00	-	-	0.00	-	0.00	-	0	0
Décembre	0.00	0.00	-	0.00	-	-	0.00	-	0.00	-	0	0
Janvier	0.00	0.00	-	0.00	-	-	-	-	0.00	-	0	0
Février	0.00	0.00	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	-	0	0
Mars	18.30	6.33	0.00	-	0.00	0.00	-	-	0.00	0.00	18.3	24.63
Avril	39.03	47.34	31.41	-	63.27	42.03	-	-	0.00	0.00	63.27	223.08
Mai	52.43	71.36	91.84	-	57.71	119.14	-	14.03	0.00	44.06	119.14	450.57
Juin	54.63	73.57	108.79	-	-	144.01	-	94.70	91.18	126.40	144.01	693.28
Juillet	-	-	-	-	-	-	-	158.22	101.70	129.96	158.22	389.88
Août	-	-	-	-	-	-	-	140.63	89.33	106.43	140.63	336.39

Tableau III. 27. Récapitulatif des besoins pour l'assolement 2

Mois	Orge en vert	betterave	Blé	Tomate	Haricot(s)	Oignon vert	Petits pois	Carotte	Pechers/pruniers	vigne	Bes/max	Total
Septembre	-	66.84	-	-	101.71	-	-	31.96	52.89	38.94	101.71	292.34
Octobre	-	49.62	-	-	35.81	3.57	-	21.99	8.18	-	49.62	119.17
Novembre	-	0.00	0.00	-	-	0.00	-	0.00	0.00	-	0	0
Décembre	0.00	-	0.00	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0	0
Janvier	0.00	-	0.00	-	-	0.00	0.00	-	0.00	-	0	0
Février	0.00	-	0.00	-	-	0.00	0.00	-	0.00	-	0	0
Mars	0.00	-	18.30	0.00	-	-	7.16	-	0.00	0.00	18.3	25.46
Avril	47.34	-	39.03	42.03	-	-	0.00	-	0.00	0.00	47.34	128.4
Mai	-	-	52.43	119.14	-	-	-	-	0.00	44.06	119.14	215.63
Juin	-	-	54.63	144.01	82.37	-	-	-	91.18	126.40	144.01	498.59
Juillet	-	-	-	-	120.54	-	-	-	101.70	129.96	129.96	352.2
Août	-	72.23	-	-	166.28	-	-	-	89.33	106.43	166.28	434.27

III.10 Calcul du débit spécifique :

L'estimation des débits spécifiques se fait à partir des besoins en eau des cultures évaluée précédemment suivants la répartition culturale. La dose d'arrosage de la consommation de pointe est donnée sous forme de débit fourni 24h/24 afin d'assurer les besoins mensuels.

Le débit spécifique est donné par la formule suivante :

$$qs = \frac{B_{net} \cdot 10 \cdot 1000}{N_j \cdot N_i \cdot 3600 \cdot E_i} \text{ l/s/ha} \dots\dots\dots \text{ (III.6)}$$

Avec :

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

Ni : nombre des heures d'irrigation=22h ;

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

Ei : Efficience d'irrigation=75%.

Calcule des besoins en eau pour l'assolement le plus exigeant :

Le besoin de pointe correspond au mois de **juin**.

Avec : **Bnet** = 635.99 mm/mois.

D'où : $q_s = 3.56 \text{ l/s/ha} > 1.5 \text{ l/s/ha}$

Le débit spécifique obtenu étant supérieur à 1.5. On prend le débit spécifique qui correspond à la culture la plus exigeante pour le mois de pointe (juin) qui est : **le concombre** avec un besoin de 158.22 mm/mois.

✓ Donc la valeur du débit spécifique est de :

$q_s = 0.89 \text{ l/s/ha}$

✓ Alors on prend $q_s = 0.9 \text{ l/s/ha}$

III.11 Evaluation du débit caractéristique :

Pour l'estimation du débit maximum à fournir par le système de desserte pour chaque parcelle, on doit évaluer le débit caractéristique. Le calcul se fait selon la formule :

$$Q_{car} = q_s \cdot S \dots\dots\dots \text{(III.7)}$$

q_s : débit spécifique de mois de pointe en (l/s/h) ;

S : la superficie nette à irriguer = 220 ha ;

$$Q_{car} = q_s \cdot S = 0.9 \cdot 220 = 198 \text{ l/s} ;$$

III.12. Estimation des volumes d'eau d'irrigation :

Le tableau III.28 présente les volumes d'eau d'irrigation du périmètre.

Tableau III. 28. Besoins en eau totaux de l'assolement I.

Culture	Surface (ha)	Besoins nets (m ³ /ha)	Efficiencie	Besoins bruts (m ³ /ha)	Besoins en eau (m ³)
Blé – Avoine	26.5	1643.9	0.75	2191.87	58084.5
Orge grain	14	1986	0.75	2648.00	37072
fève	11	2320.4	0.75	3093.87	34032.5
Ail + Oignon	5.5	35.7	0.75	47.60	261.8
Pomme de terre	21.6	1209.8	0.75	1613.07	34842.2
Tomate	22	3051.8	0.75	4069.07	89519.5
Choux	3.5	679	0.75	905.33	3168.67
Concombre	18	4075.8	0.75	5434.40	97819.2
Pêchers	30	3432.8	0.75	4577.07	137312
Vigne	50.5	4457.9	0.75	5943.87	300165
Total	202.6	22893.1	/	30524.13	792278

Le volume nécessaire pour les cultures durant toute leur période végétative est de **792278 m³**.

III.13 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons fait le choix des cultures envisagé et proposer les assolements afin de préserver la structure du sol. Ensuite nous avons estimé les besoins en eau des cultures. Ce qui nous a permis d'évaluer le débit spécifique et le débit caractéristique de notre périmètre selon l'assolement le plus exigeant qui est l'assolement I et le mois de pointe qui est le mois de juin. Le débit calculer sera fournis par les deux forages.

Chapitre IV : Etude du système d'adduction-distribution

IV.1. Introduction

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux vers le périmètre. Le but de ce chapitre est d'assurer le meilleur fonctionnement possible du réseau en faisant l'implantation et la vérification du tracé du réseau de distribution.

IV.2 Alimentation en eau du périmètre

Le périmètre d'étude sera alimenté en eau à partir d'un réservoir qui sera alimenté à partir de deux forages, l'eau sera ensuite distribuée gravitairement jusqu'au bornes d'irrigation.

IV.3. Organisation du périmètre

Le périmètre du bas Sebaou est devisé en deux secteurs. Le secteur 01 (réseau de Dar el Beida) est structuré en onze (11) ilots, comportant 27 parcelles avec des surfaces allant de 1 à 19 ha.

IV.3.1. Ilots et bornes d'irrigation

Un îlot est l'unité hydro-agricole alimenté par une borne d'irrigation. L'organisation des ilots résulte d'un compromis de plusieurs facteurs :

- La taille maximale des ilots (entre 50 à 70 ha) ;
- Nombre de parcelles (3 au minimum, 8 au maximum) ;
- Les limites des ilots sont celles des exploitations pour éviter les conflits entre agriculteurs ;

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

Chaque ilot sera équipé d'un ouvrage de desserte appelée borne d'irrigation. La borne comporte une ou plusieurs prises. La borne d'irrigation doit assurer toutes les fonctions d'une prise :

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

IV.3.3. Calcul des débits aux bornes

Pour le calcul des débits aux bornes, on utilise la formule suivante :

$$Q_b = q_s * S \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec : Q_b : Débit à la borne (l/s) ;

q_s : Débit spécifique (l/s/ha) ;

S : surface de l'îlot considéré (ha) ;

IV.3.4. Choix du type de la borne

Le choix du type de la borne dépend de la surface et du nombre de parcelles.

Tableau IV.1 : choix du type de la borne.

Surface (ha)	Nombre de parcelles	Type	Diamètre entrée	Diamètre sortie
<15	4-8	A4	2 entrée $\phi 80,100$	4 sorties $\phi 65$
<15	2	A2	1 entrées $\phi 80,100$	2 sorties $\phi 65$
>15	2	B	2 entrées $\phi 80,100,125$	2 sorties $\phi 100$
>50	/	C	2 entrées $\phi 80,100,125$	1 sortie $\phi 150$

VI.3.5. Choix du diamètre de la borne

Le tableau VI.2 représente le choix du diamètre de la borne selon le débit des îlots :

Tableau VI.2 : choix du diamètre de la borne.

Débit fournis	Diamètre (mm)
$Q < 40\text{m}^3/\text{h}$ (11.11 l/s)	65
$40\text{m}^3/\text{h}$ (11.11 l/s) $< Q < 80\text{m}^3/\text{h}$ (22.22 l/s)	100
$80\text{m}^3/\text{h}$ (22.22 l/s) $< Q < 120\text{m}^3/\text{h}$ (33.33 l/s)	150

IV.3.6. Calcul des débits des îlots et choix du diamètre et type de borne

Le calcul des débits et le choix des bornes de chaque îlot sont représentés dans le tableau IV.3 :

Tableau IV.3: Calcul des débits des ilots et choix du diamètre et type de bornes.

N°	Ilots	N° de parcelle	Surface (ha)	Superficie d'ilots (ha)	Débit (l/s)	Matière	Corps de régulation (mm)	Type de borne
1	I 01	P01	4.5	9	8.1	fonte	65	A2
		P02	4					
2	I 02	P03	1	6.1	5.49	fonte	65	A4
		P04	3.5					
		P06	1.6					
15	I 15	P05	3	7	6.3	fonte	65	A2
		P07	4					
3	I 03	P08	5.5	14	12.6	fonte	100	A2
		P09	8.5					
4	I 04	P10	7.8	16	14.4	fonte	100	B
		P11	8.2					
5	I 05	P13	1.3	3.5	3.15	fonte	65	A2
		P12	2.2					
6	I 06	P15	5.5	13.5	12.5	fonte	100	A2
		P14	8					
7	I 07	P16	7.7	18.4	16.56	fonte	100	B
		P17	10.7					
8	I 08	P18	6.3	18.6	16.74	fonte	100	B
		P19	6.8					
		P20	5.5					
9	I 09	P21	14	21	18.9	fonte	100	B
		P22	7					
10	I 10	P23	10	18	16.2	fonte	100	B
		P24	08					
11	I 11	P25	7	21	18.9	fonte	100	B
		P26	14					
12	I 12	P27	10	15	13.5	fonte	100	A2
		P28	5					
13	I 13	P29	5.5	9	8.1	fonte	65	A2
		P30	3.5					
14	I 14	P31	7	11	9.9	fonte	65	A2
		P32	4					

IV.4. Description de l'aménagement du périmètre

Le réseau 01 Dar el Beida est l'un des deux réseaux composant le périmètre du bas Sebaou d'une superficie de 220 ha. Les ressources en eau du périmètre sont représentées par deux forages qui refoulent vers un réservoir pour obtenir une charge, et desservir le périmètre gravitairement avec des pressions permettant l'utilisation de techniques d'irrigation sous pression.

IV.5. Choix de la variante d'aménagement

Pour l'aménagement du périmètre on propose deux variantes :

Variante 1 : les eaux des deux forages seront refoulées vers deux réservoirs ;

Variante 2 : Les eaux des deux forages seront refoulées vers un seul réservoir placé en un point élevé afin de permettre une charge qui permettra une distribution sous pression.

L'analyse des deux variantes nous a permis d'opter pour la deuxième variante qui est la plus convenable pour notre périmètre vu la disposition des parcelles. Tandis que la première variante n'offre pas une charge suffisante pour l'utilisation des systèmes d'irrigation sous pression.

IV.6. Caractéristiques Hydrogéologiques

VI.6.1. Paramètres hydrogéologiques

Tout paramètre physique définissant quantitativement le comportement d'un milieu ou d'un corps conducteurs vis-à-vis d'un fluide : son aptitude à le contenir, à permettre son mouvement et à régir les propagations d'influence. Les principaux paramètres structuraux sont : le coefficient d'emménagement, la porosité efficace, le coefficient de perméabilité (de Darcy), la transmissivité, le coefficient de drainance, le coefficient de dispersion.

IV.6.2. Niveau statique

Niveau piézométrique non influencé dans un puits, un piézomètre, auquel se réfère le rabattement ou le relèvement. (Dictionnaire français de l'hydrogéologie)

IV.6.3. Niveau dynamique

Le niveau dynamique (Nd) d'un puits ou d'un forage est la distance du sol à la surface de l'eau pour un pompage à un débit donné. Pour le calcul de la HMT, le niveau dynamique est calculé pour un débit moyen. La différence entre le niveau dynamique et le niveau statique est appelée rabattement. R_m est le rabattement maximal acceptable avant de stopper la pompe.

IV.6.4. Caractéristiques des forages

Le tableau IV.4 représente les caractéristiques des forages :

Tableau IV.4. Caractéristiques des forages.

Forage	Coordonnée (km)	Altitude (m)	Niveau statique	Niveau dynamique	Débit de forage (l/s)	Réservoir cote (m)
F1	X= 580299.73 Y=4068670.96	29	-6.65	-10.25	95	81
F2	X=580446.77 Y=4068441.38	28	-10.28	-12.45	90	

IV.7. Etude du système de pompage

Toute machine élévatoire servant à puiser l'eau et à la refouler à une certaine hauteur, en utilisant une source d'énergie quelconque. On distingue deux grandes catégories de pompes : les pompes centrifuges, les pompes volumétriques.

❖ Les pompes centrifuges

Le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie qui lui est communiqué par la force centrifuge. Il existe trois types de pompes centrifuges :

- Les pompes à écoulement radial :

Elles permettent de relever des faibles débits sur de fortes hauteurs. La hauteur de refoulement croît 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 ; où la construction d'une pompe hélico-centrifuge avec des dimensions importantes.

IV.7.1. Choix du type de pompe

Il n'est pas possible de faire un choix immédiat de la pompe la plus adaptée à satisfaire au service demandé. Pour choisir la pompe satisfaisante, il faut définir les données de base, c'est-à-dire :

- Le lieu d'installation (site, climat, énergie disponible, altitude, normes, etc.) ;
- Les caractéristiques hydrauliques (débit, hauteur, liquide véhiculé, température, viscosité, etc.)
- Nombre minimale de pompes.

- Le coût de l'exploitation (somme des coûts de l'énergie, de la main-d'œuvre d'exploitation et d'entretien, des matières consommables, des pièces de rechange).
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.
- NPSH requis minimal

IV.7.2. Choix de type de pompage

Dans notre cas, vu que c'est un forage on opte pour un système de pompes immergées.

IV.7.2.1. La hauteur pratique totale d'élévation

La HMT d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mcl) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement.

Elle est donnée par la relation :

$$H_c = H_g + \Delta H_t + P_{exh} \dots\dots\dots (IV.2)$$

Avec :

- H_g : hauteur géographique.
- ΔH_t : perte de charge totale
- P_{exh} : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur) ;

$$P_{exh} = (1.0 \div 1.5) \text{ m.c.e} \quad \text{on prend: } P_{exh} = 1.0 \text{ m}$$

IV.7.2.2. Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique est donnée par la formule

$$HMT = H_g + \Delta h_p \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :

HMT : Hauteur Manométrique Totale en (m).

H_g : Hauteur géométrique en (m).

$$H_g = h_a - h_r \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

h_a : hauteur d'aspiration ;

h_r : cote du réservoir = **81m** .

- Pour la pompe du forage F1 :

La pompe est placée à -10.25m de la surface.

Donc la cote de la pompe sera :

$$C_{p1} = 29 - 10.25 = \mathbf{18.75 \text{ m}} ;$$

La hauteur géométrique :

$$H_{g1} = C_{pj} - C_{p1} = 81 - 18.75 = \mathbf{62.25 \text{ m}}.$$

- Pour la pompe du forage F2 :

La pompe est placée à -12.45 m de la surface.

$$C_{p2} = 28 - 12.45 = 15.55 \text{ m} ;$$

Avec : C_{p2} : la cote de la pompe du forage F2.

La hauteur géométrique :

$$H_{g2} = C_{pj} - C_{p2} = 81 - 15.55 = \mathbf{64.45 \text{ m}}.$$

Avec : H_{g2} : hauteurs géométriques de la pompe du forage F2.

IV.7.2.3. Dimensionnement de la conduite de refoulement

Nous avons le débit caractéristique alimentant le périmètre qui est reparti en :

$$\text{Forage 1: } Q_1 = 95 \text{ l/s} = 0.095 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$\text{Forage 2: } Q_2 = 90 \text{ l/s} = 0.09 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Pour le dimensionnement on applique la formule de Bonin comme suit :

$$D = \sqrt[3]{Q} \dots\dots\dots \text{(IV.5)}$$

Avec :

D : Diamètre intérieur de la conduite en m ;

Q : Débit véhiculé par la conduite en m^3/s ;

Donc on aura :

Le diamètre de la conduite de refoulement pour le forage F1 :

$$D_1 = \sqrt[3]{Q_1} = 0.31 \text{ m} = 310 \text{ mm} ;$$

Sur une longueur : $L_{\text{ref}} = 1662.8 \text{ m}$

Le diamètre de la conduite de refoulement pour le forage F2 :

$$D_2 = \sqrt[3]{Q_2} = 0.3 \text{ m} = 300 \text{ mm} ;$$

Sur une longueur : $L_{\text{ref}2} = 1039.5 \text{ m}$;

IV.7.2.4 Calcul des pertes de charge totales

Les pertes de charge totale sont la somme des pertes de charge linéaire et singulière :

- **Pertes de charge linéaire :**

Les pertes de charge linéaire sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_L = I \times L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \dots\dots\dots \text{(IV.4)}$$

Avec :

L : longueur du tronçon en (m).

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

ΔH_L : pertes de charge linéaire en (m).

I : gradient hydraulique en (m/m)

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

Nous avons la formule de Formule de Nikuradse :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} \dots\dots\dots \text{(IV.5)}$$

Avec : ε : rugosité de la conduite.

- **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.

$$\Delta H_s = 0.1 \times \Delta H_L \dots\dots\dots \text{(IV.6)}$$

IV.7.3. Détermination du diamètre économique pour les deux forages

Le diamètre de la conduite de refoulement conditionne, d'une part, le prix des tuyauteries, d'autre part, la perte de charge du circuit de refoulement et, par-là, le coût de la consommation d'énergie. Seul un calcul d'optimisation économique permet de déterminer le diamètre qui rend minimale la somme S
 $S = \text{coût d'investissement} + \text{coût de la consommation d'énergie}$.

IV.7.3.1. Calcul de la HMT pour différent diamètre

Les résultats de calculs sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.5 : Calcul de la HMT pour divers diamètres de la conduite pour le forage1

D (mm)	L (m)	Q (m ³ /s)	λ	ΔHL (m)	ΔHT (m)	Hg	HMT
150	1662.8	0.095	0.00858	140.30	154.33	62.25	202.55
200	1662.8	0.095	0.0082	31.82	35.00	62.25	94.07
250	1662.8	0.095	0.0079	10.07	11.08	62.25	72.32
300	1662.8	0.095	0.0077	3.94	4.33	62.25	66.19
350	1662.8	0.095	0.0075	1.78	1.96	62.25	64.03

Tableau IV.6 : Calcul de la HMT pour divers diamètres de la conduite pour le tronçon2.

D (mm)	L (m)	Q (m ³ /s)	λ	ΔHL (m)	ΔHT (m)	Hg	HMT
150	1039.5	0.09	0.00858	78.72	86.59	64.45	143.17
200	1039.5	0.09	0.0082	17.85	19.64	64.45	82.30
250	1039.5	0.09	0.0079	5.65	6.22	64.45	70.10
300	1039.5	0.09	0.0077	2.21	2.43	64.45	66.66
350	1039.5	0.09	0.0075	1.00	1.10	64.45	65.45

IV.7.3.2. Calcul des frais d'amortissement

Amortissement annuel

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$F_{am} = P_{rc} \times A \dots\dots\dots (IV.7)$$

Avec :

P_{rc} : Prix de la conduite en (DA) ;

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots\dots (IV.8)$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; $i = 10\%$;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 30$ ans.

A.N:

$$A = \frac{0,1}{(1+0,1)^{30} - 1} + 0,1 \Rightarrow A = 0,1061 = 10.61\%$$

Pour faire ce calcul, il est préférable de poser une gamme de diamètres normalisés, le tableau suivant résumera le prix d'achat de mètre linéaire de ces conduites en fonction de leurs diamètres normalisés, dont le type de matériaux choisi est le PEHD.

Tableau IV.7. Calcul des frais d'amortissement pour le tronçon 1.

Diamètre (mm)	Prix unitaire (DA)	Longueur (m)	Amortissement annuel(%)	Frais d'amortissement (DA)
150	4350.75	1662.8	10.61	767572.7
200	5963.2	1662.8	10.61	1052046
250	7598.27	1662.8	10.61	1340510
300	9899.12	1662.8	10.61	1746433
350	12733.2	1662.8	10.61	2246437

Tableau IV.8. Calcul des frais d'amortissement pour le tronçon 2.

Diamètre (mm)	Prix unitaire (DA)	Longueur (m)	Amortissement annuel(%)	Frais d'amortissement (DA)
150	4350.75	1039.5	10.61	479848.4
200	5963.2	1039.5	10.61	657687
250	7598.27	1039.5	10.61	838020.4
300	9899.12	1039.5	10.61	1091783
350	12733.2	1039.5	10.61	1404361

IV.7.3.3. Calcul des Frais d'exploitation

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

$$F_{\text{exp}} = E \times e \dots\dots\dots (\text{IV.9})$$

Avec :

F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;

E : Énergie totale dépensée par la pompe (Kwh) ;

e: Prix unitaire d'un Kw imposé par la SONELGAZ. (e = 4,2DA).

IV.7.3.4. Puissance des pompes

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{g \times Q \times H_{\text{MT}}}{\eta} \dots\dots\dots (\text{IV.10})$$

Avec :

P: Puissance absorbée par la pompe (kw) ;

g: Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

Q: Débit à refoulé (m^3/s) ;

H_{MT} : Hauteur manométrique totale (m);

η : Rendement du pompage (78.6%).

IV.7.2.5. Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la station de pompage est donnée par la formule suivante :

$$E = P \times t \times 365 \dots\dots\dots (IV.11)$$

Avec : **E**: Énergie totale consommée par la pompe pendant une année (kwh) ;

P: Puissance absorbée (Kw) ;

t: Temps de pompage en (heure) ; dans notre cas t =22h

Le calcul des frais d'exploitation est représenté dans le **Tableau IV.9**

Tableau.IV.9. Calcul des frais d'exploitation pour le tronçon 1.

Diamètre (mm)	HMT(m)	Q(l/s)	P (wat)	E (KWH)	Frais d'exploitation (DA)
150	202.55	0.095	239.86	1926042	8 089 375.0
200	94.07	0.095	111.40	894508.7	3 756 937.0
250	72.32	0.095	85.64	687688.6	2 888 292.0
300	66.19	0.095	78.38	629398.6	2 643 474.0
350	64.03	0.095	75.82	608859.3	2 557 209.0

Tableau.IV.10. Calcul des frais d'exploitation pour le tronçon 2.

Diamètre (mm)	HMT(m)	Q(l/s)	P (wat)	E (KWH)	Frais d'exploitation (DA)
150	143.17	0.09	160.62	1289746	5 416 935.0
200	82.3	0.09	92.33	741399.3	3 113 877.0
250	70.1	0.09	78.64	631495.6	2 652 282.0
300	66.66	0.09	74.78	600506.4	2 522 127.0
350	65.45	0.09	73.43	589606.1	2 476 346.0

IV.7.2.6. Bilan total des frais

Le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement permet de déterminer le diamètre économique de la conduite de refoulement. Le calcul du bilan total des frais pour chaque tronçon est représenté dans les tableau.VI.12 ; IV.13 ; IV14 et illustré dans les figures IV.1 ; IV.2 ; IV.3.

Tableau.IV.11. Calcul du bilan total des frais pour le tronçon 1.

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
150	767572.7	8089375	8 856 947.7
200	1052046	3756937	4 808 983.0
250	1340510	2888292	4 228 802.0
300	1746433	2643474	4 389 907.0
350	2246437	2557209	4 803 646.0

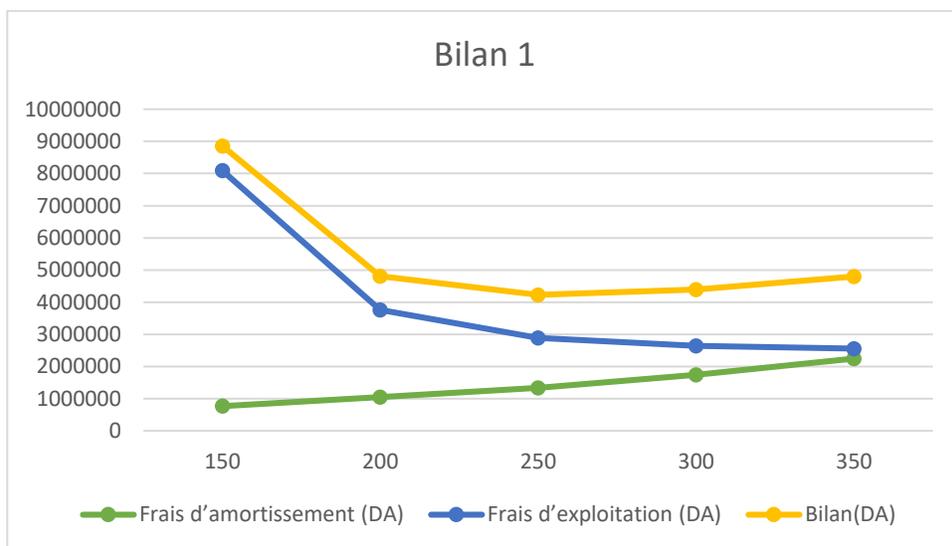


Figure IV.1 : Bilan totale des frais pour le tronçon1.

On constate que le diamètre économique du tronçon1 est **250** (mm)

Tableau.IV.12. Calcul du bilan total des frais pour le tronçon 2.

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
150	479 848.4	5416935.0	5 896 783.4
200	657 687.0	3113877.0	3 771 564.0
250	838 020.4	2652282.0	3 490 302.4
300	1 091 783.0	2522127.0	3 613 910.0
350	1 404 361.0	2476346.0	3 880 707.0

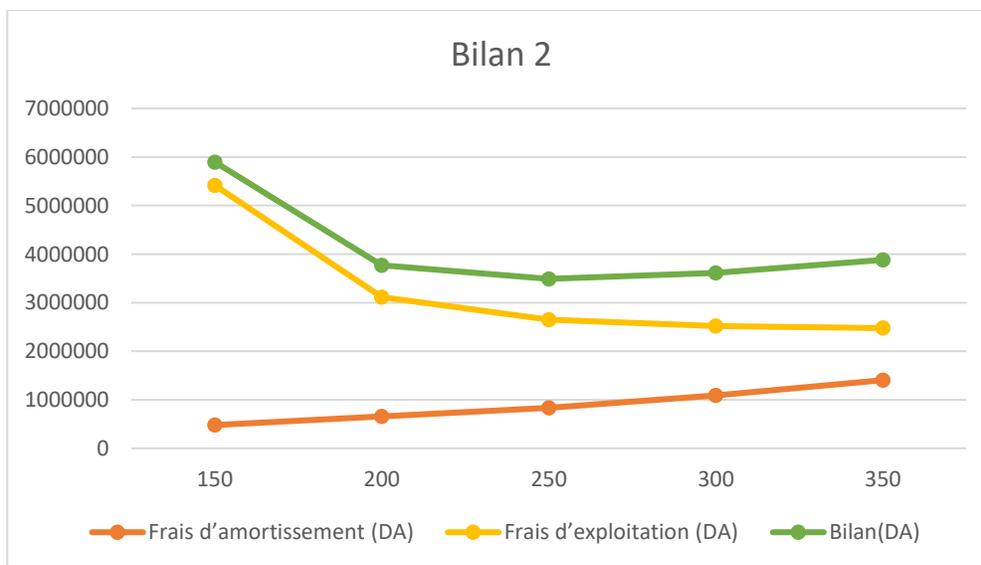


Figure IV.2 : Bilan totale des frais pour le tronçon2.

On constate que le diamètre économique du tronçon2 est **250** (mm).

IV.7.3. Choix des pompes

Pour le choix des pompes nous avons utilisé le logiciel CAPRARI. Les résultats sont montrés dans le tableau IV.17

Tableau IV.13: choix des pompes.

forage	Q (l/s)	HMT (m)	Type de la pompe	η (%)	N (tr/min)	Pabs(KW)	NPSHr (m)	Φ (mm)
1	95	72.32	P16C	79.8	1450	90.8	7.96	250
2	90	70.10	P14C	79.7	1450	91.1	5.49	200

Les courbes caractéristiques des pompes sont représentés dans les figure suivantes :

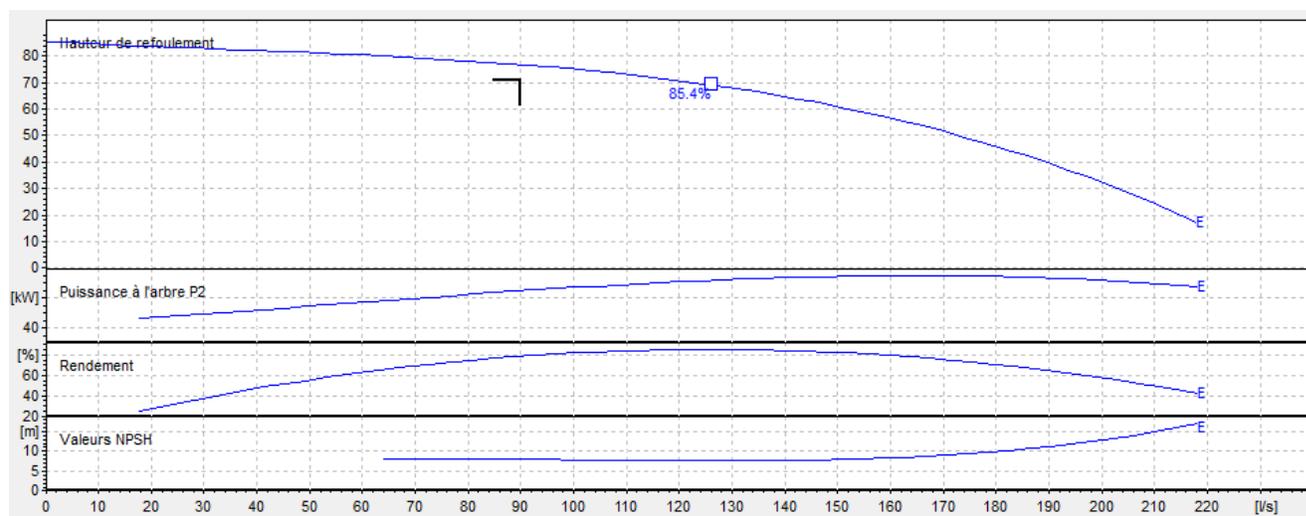


Figure IV.3 : courbes caractéristique de la pompe du forage 1.

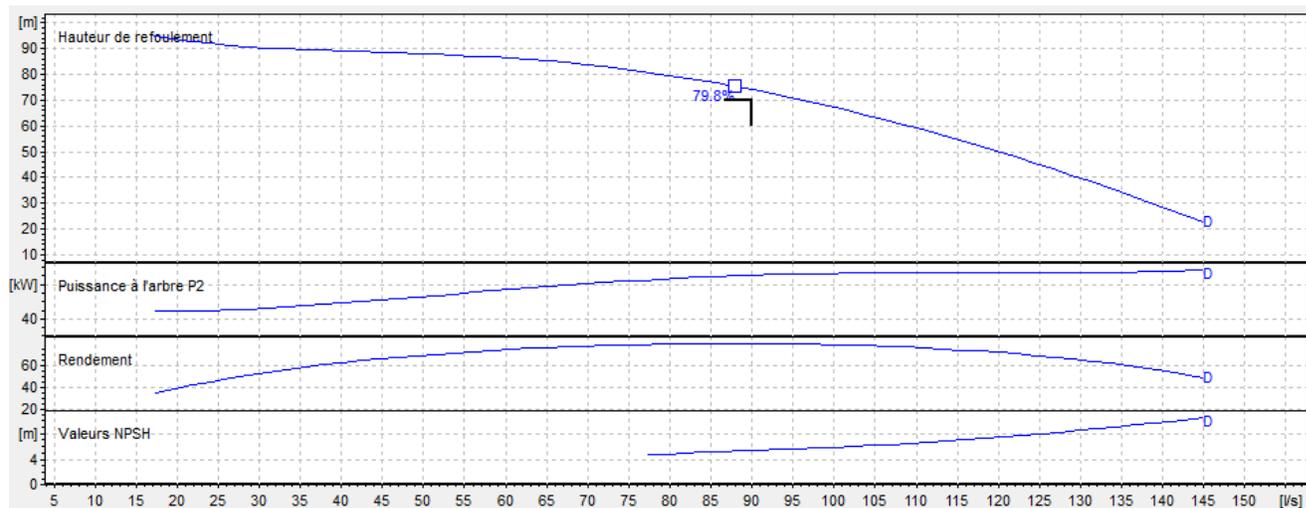


Figure IV.4 : courbes caractéristique de la pompe du forage 2.

IV.7.4. Protection contre la cavitation

Normalement, aucune cavitation ne se produit dans les pompes immergées. Cependant, si les deux facteurs ci-après sont présents simultanément, des dommages à la pompe et au moteur dus à la cavitation peuvent se produire à faibles profondeurs d'installation :

1. Bulles d'air agressives
2. Réduction de la contre-pression provoquée par exemple par une rupture des conduites, une corrosion importante de la colonne montante et une consommation extrêmement élevée.

Pour calculer la profondeur d'installation requise afin de prévenir la cavitation, il faut appliquer la formule suivante :

$$H = H_b - \text{NPSH} - H_{\text{perte}} - H_v - H_s \dots\dots\dots (\text{IV.12})$$

H_b = pression barométrique ;

NPSH = Net Positive Suction Head (hauteur d'aspiration positive nette) ;

H_{perte} = perte pression dans le tuyau d'aspiration ;

H_v = pression de vapeur ;

H_s = facteur de sécurité ;

Lorsque l'application de la formule donne une valeur H positive, cela signifie que la pompe est à même de fonctionner à la hauteur d'aspiration. Dans ce cas, l'indication standard de la profondeur d'installation minimale s'applique.

Dans notre cas :

$$H_1 = 10.33 - 8.02 - 0.5 - 1 = 0.81 \text{ m}$$

$$H_2 = 10.33 - 5.49 - 0.5 - 1 = 3.34 \text{ m}$$

- Afin de protéger nos pompes contre la cavitation :

Dans le forage1 la pompe doit être installée à une profondeur de 11.06 m.

$$P_1 = N_d + H_1 = 10.25 + 0.81 = 11.06 \text{ m.}$$

Dans le forage2 la pompe doit être installée à une profondeur de 15.8 m.

$$P_2 = N_d + H_2 = 12.45 + 3.341 = 15.8 \text{ m.}$$

IV.8. Dimensionnement du réservoir

Le réservoir permet de stocker un volume d'eau et de maintenir le périmètre d'irrigation sous pression. Le volume du réservoir est calculé selon les besoins en eau du mois de pointe, il est donné par la formule :

$$V = Q \times T_f \dots\dots\dots (IV.13)$$

Avec :

Q : Besoin du mois de pointe $\implies Q = 245.35 \text{ m}^3/\text{h}$

T_f : temps de non fonctionnement de la pompe, s'est 2 heures.

Donc : $V = 245.35 \times 2 = 490.70 \text{ m}^3$.

On opte pour un reservoir de 500 m³.

Le réservoir est de forme circulaire :

On fixe la hauteur à 4m.

$$V = \frac{D^2 \times \pi}{4} \times h \implies D = \sqrt{\frac{V \times 4}{h \times \pi}} = 12.5 \text{ m}$$

Les caractéristiques du réservoir sont représentées dans le tableau **IV.18** :

Tableau IV.14 : Caractéristique du réservoir.

Forme	circulaire
Volume (m ³)	500
Hauteur (m)	4
Diamètre (m)	12
Cote radier (m)	81

IV.9. La desserte gravitaire

Le réservoir placé en point élevée permet la distribution gravitaire de l'eau. Le réseau est tracé de telle sorte à garantir un bon fonctionnement du réseau ainsi que des pressions suffisantes pour l'utilisation des techniques d'arrosage sous pression.

IV.9.1. Tracé de la conduite de distribution

Pour le choix du tracé du réseau de distribution, il est impératif de s'assurer de certaines considérations, qu'on résume en :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;

- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible ;
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression ;
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses, ainsi que la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds).

Le tracé escompté est un réseau ramifié qui conduit à un coût d'investissement optimum.

IV.9.2. Choix des matériaux des canalisations

Il existe plusieurs types de canalisations selon leurs matériaux de fabrication dans le marché tel que : la fonte, l'acier, le PEHD, PVC ... Le choix de la canalisation dépend de la pression supportée, les diamètres disponibles et la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement ainsi que les réparations en cas de fuite.

✓ Fonte

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

✓ PEHD (polyéthylène)

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

✓ Conduite en PRV

Les tuyaux en Polyester Renforcé de fibres de Verre (PRV) sont une combinaison de résine de polyester, de fibres de verre et de matériaux de renforcement

Remarque : Dans notre cas, les conduites seront en PEHD si le diamètre est inférieur ou égal à 400 mm, et en fonte dans le cas contraire.

IV.9.3. Dimensionnement hydraulique des canalisations

IV.9.3.1. Calcul des diamètres

Les diamètres des conduites sont déterminés en fonction des débits véhiculés par les tronçons de conduite, et les vitesses.

La formule de Labye nous donne une estimation du diamètre économique :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q \times 0.001}{\pi \times V}} \times 1000 \dots\dots\dots (IV.14)$$

Avec :

Q : débit, exprimé en m³/s ;

D : diamètre exprimé en mm

V : vitesse d'écoulement dans les conduites.

IV.9.3.2. Vitesse admissible

La vitesse admissible dans une conduite en charge varie entre : 0.5m/s et 2.5 m/s. on prendra une vitesse moyenne de 1.5 m/s.

IV.9.3.3. Calcul des pertes de charge

Pour le calcul des pertes de charge linéaire on utilise la formule de Hazen-Williams :

$$J = \left(\frac{3.592}{C_w}\right)^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}} \times Q^{1.852} \dots\dots\dots (IV.15)$$

Avec :

J : Perte de charge linéaire en (m) ;

C_w : Coefficient de Hazen-williams (130-140 pour la fonte et le PEHD) ;

D : Diamètre en (m) ;

L : longueur de la conduite en (m) ;

Q : Débit en m³/h ;

Les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires. Les calculs hydrauliques sont détaillés dans le tableau qui suivra.

L'estimation des pressions est basée sur le principe de Bernoulli entre le point A et le point B :

$$Z_1 + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h \dots\dots\dots (IV.16)$$

Où h₁ et h₂ sont les hauteurs de pressions ;

V₁ et V₂ sont les vitesses d'écoulement dans A et B ;

Z₁ et Z₂ sont les côtes du terrain naturel ;

ΔH : sont les pertes de charge entre A et B ;

Pour nos besoins de calcul, le réservoir est placé à une cote de 81m. Les calculs du réseau d'adduction avec les pressions de chaque borne et nœud, est détaillé dans le tableau IV.17.

Tableau IV.15 : Calculs hydrauliques du réseau de distribution.

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Superficie (ha)	débit Q(l/s)	débit Q(M3/S)	Diametre calculé	Diamètre normalisé	Matériau	Vitesse V réelle(m/s)	Perte de charge linéaire ΔH_t (m)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote peiezometrique (m)	Pression au point P(m)	P(bars)
R-B08	1073.8	1.0738	203.1	182.79	0.18279	394.00	400	PEHD	1.46	4.53	4.98	25.43	76.92	51.49	5.15
B08-B09	259.5	0.2595	95	85.5	0.0855	269.47	280	PEHD	1.39	1.52	1.67	26.66	75.25	48.59	4.86
B09-B10	270	0.27	18	16.2	0.0162	117.29	125	PEHD	1.32	3.69	4.06	23.76	71.18	47.42	4.74
B09-B11	826.9	0.8269	45	40.5	0.0405	185.46	200	PEHD	1.29	6.26	6.88	22.01	64.30	42.29	4.23
B11-B12	139.5	0.1395	24	21.6	0.0216	135.44	160	PEHD	1.07	0.98	1.07	24.83	63.23	38.40	3.84
B12-B13	120.3	0.1203	9	8.1	0.0081	82.94	90	PEHD	1.27	2.26	2.48	25.26	60.75	35.49	3.55
B11-B14	365.3	0.3653	11	9.9	0.0099	91.69	90	PEHD	1.56	9.94	10.93	25.7	53.37	27.67	2.77
B08-B07	223	0.223	87	78.3	0.0783	257.87	250	PEHD	1.60	1.93	2.12	24.84	74.80	49.96	5.00
B07-B06	153	0.153	68.6	61.74	0.06174	228.98	250	PEHD	1.26	0.85	0.94	25.13	74.31	49.18	4.92
B06-B05	58	0.058	55.1	49.59	0.04959	205.22	225	PEHD	1.25	0.36	0.40	25.28	70.79	45.51	4.55
B05-N	87	0.087	51.6	46.44	0.04644	198.59	200	PEHD	1.48	0.85	0.93	25.90	63.37	37.47	3.75
N-B04	215	0.215	16	14.4	0.0144	110.59	110	PEHD	1.52	4.41	4.85	26.29	58.52	32.23	3.22
N-B03	162.66	0.16266	35.6	32.04	0.03204	164.96	180	PEHD	1.26	1.33	1.47	26.46	61.90	35.44	3.54
B03-B02	483.8	0.4838	21.6	19.44	0.01944	128.49	140	PEHD	1.26	5.34	5.87	21.74	56.03	34.29	3.43
B02-B01	141.2	0.1412	07	7.65	0.00765	80.60	90	PEHD	1.20	2.38	2.62	20.74	53.41	32.67	3.27
B02-B15	73	0.073	7	6.3	0.0063	73.15	90	PEHD	0.99	0.86	0.95	21.21	52.46	31.25	3.12

IV.10. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons détaillé les calculs nécessaires au système d'adduction-distribution, l'alimentation en eau du périmètre est assurée par les ressources en eau souterraines.

Le système de pompage se compose de deux pompes immergées, une pour chaque forage, la première est du type P16C pour le forage 1 et l'autre du type P14C pour le forage 2. Les pompes seront placées sur une côte de 11.06 m et 15.8 m respectivement.

La desserte gravitaire se compose de conduite principale et secondaire en PEHD uniquement.

D'après les résultats de dimensionnement hydraulique, le réseau assurera des pressions aux bornes entre 3 et 5 bars ce qui permettra d'utiliser les techniques d'irrigation sous pression au sein des parcelles.

Chapitre V : Choix des techniques d'irrigation

V.1. Introduction

Les techniques d'irrigation agricole sont des méthodes pour apporter de l'eau aux cultures et sont classifiées en irrigation de surface, irrigation par aspersion et micro irrigation. Cependant, le succès d'une technique d'irrigation sera très dépendant du site, et de facteurs socio-économiques, ainsi que de la gestion de la technique.

V.2. Choix des techniques d'irrigation

Le choix repose sur un ensemble de critères et de contraintes. On tient compte de :

- La culture mise en place
- Les ressources en eau (qualités, quantités et pression).
- La nature et la topographie du sol (perméable ou non, argileux ou à texture plus grossière).
- Les facteurs sociologiques et culturels.
- Les facteurs économiques.
- La rentabilité de l'opération.

V.3. Les techniques d'irrigation

Un système d'irrigation comprend des canaux et des ouvrages pour transporter et distribuer l'eau aux utilisateurs. Il existe essentiellement deux catégories de systèmes d'irrigation :

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

V.3.1. Les techniques d'irrigation gravitaire

C'est l'ensemble des techniques où la répartition de l'eau se fait entièrement à l'air libre par simple écoulement à la surface du sol. Les systèmes d'irrigation de surface sont classés dans l'ordre croissant de leur efficacité en :

- Irrigation par ruissellement
- Irrigation à la raie
- Irrigation par bassins

Les deux caractéristiques qui distinguent l'irrigation de surface des autres techniques d'irrigation sont que l'eau s'écoule librement sous l'action de la gravité et que les moyens sur le terrain de transport et de distribution sont la surface du champ (Walker, 1989).

Irrigation par ruissellement

L'eau d'irrigation est apportée par ruissellement à partir des fossés du champ sans vrai contrôle par des digues ou par d'autres méthodes limitant le mouvement de l'eau (Schwab et al 1993).

Irrigation à la raie (Seguia)

Consiste à amener l'eau par une série plus ou moins dense de petits fossés (0.5-1m). Les raies sont tracées suivant la ligne de plus grande pente. L'irrigation à la raie convient parfaitement aux sols présentant une pente comprise entre 0,2 et 3%. Les sillons sont séparés d'une distance variant entre 0,6 et 1,0 m, selon le type de sol et la culture. Suivant le débit dont on dispose, on peut irriguer un ou plusieurs sillons à la fois. Les raies sont généralement perpendiculaires à la rigole d'amenée d'eau. Durant l'irrigation, la totalité de la surface du sol est mouillée, ce qui gêne le passage des engins mécaniques.



Figure V.3 : Irrigation à la raie avec siphons

Irrigation par planche

Consiste à faire couler une mince couche d'eau sur un plan incliné. On divise la surface en bandes rectangulaire prise dans le sens de la plus grande pente. Le débit à déverser est fonction de la pente, et des dimensions de la planche. L'eau est déversée en tête de la planche limitée latéralement par des petites diguettes en terre et en bas par une colature.

L'irrigation par planches convient le mieux aux pentes inférieures à 0.3%, jusqu'à 1% au maximum.

Pour que le procédé devienne fonctionnel les planches doivent avoir la plus grande longueur possible de 100 (pour les sols limoneux) à 600 m pour les sols argileux.

Irrigation par submersion (Par bassins)

Les bassins sont constitués de cuvettes en terre, à fond à peu près plat, entourées de diguettes ou levées, pour empêcher le passage de l'eau aux champs adjacents. Elle nécessite de gros volumes d'eau, et se pratique sur un sol nivelé (pente 0,1 à 1%) ainsi que la simplicité de l'opération, qui consiste à alimenter en continu le bassin. Le nivellement du terrain est très important pour obtenir une uniformité et une efficacité élevées pour toutes les techniques d'irrigation de surface.



Figure V.4 : Irrigation par submersion

▪ **Avantages et les inconvénients de l'irrigation gravitaire**

➤ **Avantages**

- Coût d'investissement faible, relativement aux systèmes plus technicisés.
- Besoin en énergie faible ou nul ;
- Possibilités d'utiliser les eaux salées ;
- Les végétaux ne sont pas mouillés, ce qui est favorable sur le plan phytosanitaire.
- Alimentation des nappes phréatiques;

➤ **Inconvénients**

- Temps de main d'œuvre pour la répartition et la surveillance important ;
- Les sillons longitudinaux gênent le déplacement latéral des engins ;

- Pertes importantes surtout par infiltration ;
- L'uniformité de l'arrosage dépend directement de planage des parcelles ;
- Nécessite un terrain plat ou un nivellement ;
- Faible efficacité hydraulique ;
- Estimation du volume réellement consommé difficile.

V.3.2. Techniques d'irrigation sous pression

Les techniques d'irrigation sous pression regroupent l'ensemble des techniques nécessitant un pompage, et fournissent une pression ou une charge importante au niveau des parcelles.

V.3.2.1. Irrigation par aspersion

L'irrigation par aspersion est un moyen polyvalent pour arroser de grandes cultures, (Schwab et al., 1993). Elle peut être efficace dans des conditions de sols ou de topographies pour lesquelles les méthodes d'irrigation de surface ne le sont pas.

En général les systèmes sont définis selon le type de déplacement des rampes sur lesquelles sont fixés différents types d'asperseurs. Les rampes sont fixes (Asperseurs) ou mobiles (tels que les pivots).



Figure V.6 : Irrigation par aspersion.

Un pivot (installation mobile) est constitué par une canalisation tournant autour d'un point central (pivot) permettant d'irriguer de grandes surfaces.

▪ Avantages et les inconvénients de l'irrigation par aspersion**➤ Avantages**

- Elle ne demande aucun nivellement du sol ;
- L'efficacité de l'eau varie peut atteindre à 85 % en fonction de la maîtrise technique des irrigants.
- Elle peut être utilisée sur tous les types de cultures.
- Elle permet une oxygénation de l'eau ;
- Elle présente une économie de l'eau.

➤ Inconvénients

- Investissements initiaux élevés.
- Développement des mauvaises herbes ;
- Mal adapté aux régions venteux et aux sols argileux ;
- Elle favorise l'évaporation qui est d'autant plus intense que les gouttelettes sont fines.
- Tassement progressif du sol ou érosion éventuel de celui-ci, ne s'adapte pas bien aux sols ayant une vitesse d'infiltration inférieure à 3 mm/h ;
- Eau chargée provoque l'abrasion très rapide des buses d'aspersion.

V.3.2.2. Irrigation localisée

En irrigation par goutte-à-goutte, l'eau est appliquée séparément à chaque plante en quantités réduites, précises et fréquentes au moyen d'un distributeur appelé goutteur. Il s'agit de la méthode d'irrigation la plus avancée, avec l'efficacité d'application la plus élevée. L'eau est distribuée en continu au même endroit sous forme de gouttes et s'infiltré dans le sol en humectant la zone racinaire, verticalement par gravité et latéralement par effet de capillarité. La zone plantée n'est que partiellement humidifiée.



Figure V.7 : Irrigation localisée.

▪ **Avantages et les inconvénients de l'irrigation localisée**

➤ **Avantages**

- Grande économie d'eau ;
- Economie de la main d'œuvre ;
- Meilleure uniformisation globale de la culture ;
- Forte réduction du risque ; d'apparition des maladies

➤ **Inconvénients**

- L'entretien rigoureux de ce type de système est fondamental avant de débiter une nouvelle culture afin de repartir sur une base totalement saine ;
- Sensibilité des goutteurs à l'obstruction totale ou progressive en raison de leurs faibles sections de passage ;
- Ne convient pas à toutes les cultures (céréales) ;
- Nécessite une filtration de l'eau d'irrigation ;

V.4. Choix des techniques d'arrosage

Afin de faire un choix de technique d'irrigation convenable une analyse des différentes contraintes de chaque technique est indispensable. Une étude technique minimale est indispensable pour garantir une planification, conception et mise en œuvre satisfaisantes de chaque système d'irrigation au niveau de l'exploitation.

V.4.1. Les contraintes naturelles

L'évaporation

Notre zone d'étude présente des valeurs élevées de l'évaporation spécialement en été avec une valeur maximal de 161.82 mm en mois de juillet.

Le vent

La vitesse moyenne du vents 3.3 m/s ne causera aucun problème dans le choix de la technique d'irrigation pour notre zone.

Le sol

La texture du sol, limoneux-sableux et équilibré, ne présente aucune contrainte pour l'utilisation des techniques d'irrigation et s'adapte très bien avec les techniques d'irrigation sous-pression.

V.4.2. Les contraintes techniques

Dans d'autres cas, lorsque plus d'un système est en théorie possible, le choix final se fait sur la base de critères valides tels que :

- la validité et l'adaptabilité dans les conditions existantes ;
- le coût ;
- l'efficacité (économie d'eau) ;
- la flexibilité du tracé du réseau ;
- les rendement et profit potentiels ;

V.5. Conclusion

Afin de choisir les techniques d'irrigation les mieux adaptées à notre périmètre, nous avons présenté les différentes techniques existantes. Après l'étude des contraintes, et en se basant sur les critères socio-économiques, nous avons opté sur deux systèmes : l'irrigation par asperseur et l'irrigation par goutte à goutte.

Chapitre VI : Dimensionnement à la parcelle

VI.1. Introduction

Après avoir détaillé les techniques d'irrigation dans le chapitre précédent nous allons passer au dimensionnement. Le choix était sur l'aspersion et le goutte à goutte donc nous allons choisir une parcelle pour dimensionner pour chaque technique.

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

VI.2.1. Données générales

Le réseau d'aspersion sera installé dans la parcelle N°06 alimentée par la borne N°15, qui dispose d'une pression de 3.12 bars, la surface cultivée de pomme de terre est de l'ordre de 1.6 ha.

Culture en place : pomme de terre.

Largeur : 84 m.

Longueur : 210 m.

Temps de travail : 22h/jours et 26j/mois.

Besoins de pointe : 63.3 mm pour le mois de pointe qui est avril.

Texture et perméabilité du sol : limono-sableux avec une perméabilité **K=18 mm/h**.

Dose pratique (RFU) : calculé par la relation suivante :

$$RFU = Y * (H_{cc} - H_{pf}) * Da * Z \dots\dots\dots (VI.1)$$

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

Da : densité apparente : égale à 1.4

Z : profondeur d'enracinement mm (0.6m)

Hcc : humidité à la capacité au champ (22%)

Hpf : humidité au point de flétrissement (13%).

Donc la **RFU= 50.4 mm**.

VI.2.2. Dimensionnement théorique

❖ Calcul du diamètre de l'ajutage

La perméabilité $K=0.55$ mm/h. On pose : $K \leq P$

Avec : P : pluviométrie de l'asperseur.

La pluviométrie d'une buse est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{1.5 \times d}{1.04} \dots\dots\dots (VI.2)$$

Cette formule n'est applicable qu'aux sols argileux ($K \leq 10 \text{ mm/h}$)

D'après la fiche technique d'un arroseur de type Perrot (**Annexe 2**), on peut choisir un diamètre 4.8 ou 5mm

❖ Calcul de la portée du jet (L)

La portée du jet se calcule par la relation suivante :

$$L = 3 \times d^{0.5} \times h^{0.25} \dots\dots\dots (VI.3)$$

Avec : d : diamètre de la buse (mm) ;

h : pression de service à la buse ; dans notre cas : P=2.5 bars, donc h= 25.0 m ;

L= 14.7 m

D'après la fiche technique d'un arroseur de type Perrot (**PR24**) (**Annexe 2**), la portée du jet pour un diamètre de buse de 4.8 mm et une pression minimale de 2.5 bars. L = 15 m.

❖ Ecartement entre les rampes et arroseurs

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

- E_1 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 correspondantes à des conditions de vent peu violent (<10Km/h).

Notre zone présente des vitesses maximales de vents de l'ordre de 3.9 m/s=14Km/h, donc on prend les valeurs suivantes :

$$E_1 = 1.05 \times 14.5 = 14.5 \text{ m}$$

$$E_a = 0.6 \times 14.5 = 9.0 \text{ m}$$

Les valeurs normalisées des écartements sont :

$$E_1 = 12 \text{ m} ; E_a = 12 \text{ m} ;$$

❖ Débit de l'asperseur

Le débit de l'asperseur est donné par la relation suivante :

$$q = 0.92 \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \sqrt{2 \times g \times h} \dots\dots\dots (VI.4)$$

$$q = 0.92 \times \frac{3.14 \times 0.004.8^2}{4} \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 25} = 0.00037 \text{ m}^3/\text{s}.$$

❖ Vérification de la pluviométrie de la buse

La pluviométrie horaire est donnée en fonction de l'écartement par la relation suivante :

$$P = \frac{q}{El \times Ea} \dots\dots\dots (VI.5)$$

$$P = \frac{0.00037}{12 \times 12} = 9.25 \text{ mm/h} < 18\text{mm. Donc la condition est vérifiée.}$$

❖ Calcul du tour d'eau

$$Teau = \frac{D_{RFU} \times N_j}{B_{mp}} \dots\dots\dots (VI.6)$$

Avec : N_j : nombre de jours/mois ;

B_{mp} : besoins de pointe mensuelle ;

$$Teau = \frac{50.4 \times 26}{63.3} = 20.7j.$$

Donc on prend un tour d'eau de 20 jours, une irrigation par mois.

Besoin journalier : $B_j = 63.27/30 = 2.1 \text{ mm/j}$

❖ Calcul de la dose réelle-dose brute

$$D_r = (B_j \times Teau) \dots\dots\dots (VI.7)$$

$$D_b = D_r / \text{Eff} \dots\dots\dots (VI.8)$$

❖ Calcul de la dose brute

$$D_b = 20 \times 2.11 / 0.75 = 56.3\text{mm.}$$

❖ Temps d'arrosage

$$T_a = \frac{D_b}{P} = \frac{56.3}{12} = 5 \dots\dots\dots (VI.9)$$

Donc on pourra adapter 5 heures par jours pour chaque asperseur.

On pourra adapter trois (3) positions pour chaque asperseur par jours.

❖ Calcul de l'unité d'arrosage

La surface unitaire arrosée :

$$S_u = \frac{S}{Teau \times n} = \frac{1.6}{20 \times 3} = 0.03 \text{ ha.}$$

VI.2.3. Calcul du débit d'équipement

$$Q_{eq} = \frac{S \times B \times 10}{T \times n \times N_j} \dots\dots\dots (VI.10)$$

$$Q_{eq} = \frac{1.6 \times 63.27 \times 10}{5 \times 3 \times 26} = 3.5 \text{ m}^3/\text{h}$$

❖ Dimensionnement hydraulique des rampes

Le dimensionnement des rampes diffère d'une parcelle à une autre selon les dimensions de la parcelle et la projection du réseau d'aspersion.

Dans notre cas : la longueur du terrain est de 210 m et la largeur est de 83 m.

• Longueur de la rampe

$$L_r = \frac{\text{longueur terrain}}{2} - \frac{Ea}{2} \dots\dots\dots \text{(VI.13)}$$

$$L_r = \frac{83}{2} - \frac{12}{2} = 35.5 \text{ m.}$$

• Nombre d'asperseurs par rampe

$$N_{\text{asp/rampe}} = L_r/Ea + 1 \dots\dots\dots \text{(VI.14)}$$

$$N_{\text{asp/rampe}} = 8 \text{ asperseurs}$$

Donc on prend 8 asperseurs par rampe.

• Débit de la rampe

$$Q_r = Q_{\text{asp}} * N_{\text{asp/rampe}} \dots\dots\dots \text{(VI.15)}$$

$$Q_r = 1.33 * 8 = 10.46 \text{ m}^3/\text{h} = 0.0029 \text{ m}^3/\text{s.}$$

• Nombre de rampe

$$N_r = N_{\text{asp}} / N_{\text{asp/rampe}} = 1 \dots\dots\dots \text{(VI.16)}$$

On va opter pour 1 rampe.

• Nombre de position de rampe

$$N_{pr} = \frac{\text{Largeur terrain}}{El} \dots\dots\dots \text{(VI.17)}$$

$$N_{pr} = 18 \text{ positions}$$

• Pertes de charge

Pour le calcul des pertes de charge on utilise la formule de Hazen-williams

$$J = \left(\frac{3.592}{C_H} \right)^{1.852} \frac{Q^{1.852}}{D^{4.87}} \dots\dots\dots \text{(VI.18)}$$

On calcule le diamètre : on suppose que $V = 1.5 \text{ m/s.}$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q_r}{\pi \times V}} \dots\dots\dots \text{(VI.19)}$$

$$D = 0.049 \text{ m} = 49 \text{ mm}$$

Le diamètre normalisé de la rampe est : **50 mm**

Vérification de la vitesse : $v = D^2 \cdot \pi / (4 \cdot Qr) = 0.75$ m/s. qui est une vitesse admissible.

VI.2.4. Dimensionnement hydraulique des portes-rampes

On refait le même calcul pour les portes rampes :

- **Débit du porte rampe**

$$Q_{pr} = Q_r \cdot N_{ramp} \dots\dots\dots (VI.20)$$

$$Q_{pr} = 0.0029 \cdot 1 = 0.0029 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- **Pertes de charge**

On utilise la même formule (Hazen-williams) :

- **Diamètre du porte rampe**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{pr}}{\pi \cdot v}} = 0.049 \text{ m} = 49 \text{ mm. Pour une vitesse de : } 1.5 \text{ m/s}$$

On prendra donc un diamètre normalisé de : **63** mm.

Vérification de la vitesse :

$$v = D^2 \cdot \pi / (4 \cdot Qr) = 0.47 \text{ m/s}.$$

VI.2.5. Calcul de la pression en tête du réseau

C'est la pression nécessaire pour assurer un bon fonctionnement du dernier asperseur, nous avons pris une conduite tertiaire de 30 m et de même diamètre que la porte rampe.

$$H = H_1 + H_2 + H_3 \dots\dots\dots (VI.21)$$

H : pression à la tête de la parcelle ;

H1 : pression nécessaire pour le bon fonctionnement d'un asperseur ;

H2 : perte de charge totale dans les conduites = $0.57 + 0.5 + 0.15 = 1.215$ m ;

H3 : la dénivelée. (0.5 m) ;

$$H = 25 + 1.215 + 0.5 = 26.72 \text{ m}.$$

H = 2.67 bars, ce qui est largement suffisant vu la pression aux bornes qui est de 3.12 bars.

VI.3. Dimensionnement d'un réseau d'irrigation Goutte à goutte

Le système goutte représente le plus efficace pour l'irrigation des cultures maraichères et arboricoles.

Actuellement, son utilisation est en vogue pour l'irrigation des vignobles.

VI.3.1. Données générales

Le réseau d'irrigation sera installé sur la parcelle P13; alimentée par la borne **B05** et dont les pressions calculées sont de l'ordre de 4.55 bars, ce qui est largement suffisant. La parcelle occupée par un vignoble, présente une surface de **1.38 ha**

Culture en place : vigne ;

Besoin de pointe :130mm en mois de Juillet ;

Organisation du réseau :

L'espacement entre les arbres de 2 m ;

L'écartement des goutteurs 2 m,

- Surface : **1.3** ha.
- Longueur : **177** m.
- Largeur : **77** m.

Caractéristique du goutteur

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

VI.3.2 Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée

- **Influence du taux de couverture du sol**

En micro-irrigation, les apports d'eau étant localisés sur une portion très faible de la surface du sol située au voisinage des plantes, donc à l'ombre du feuillage, la part d'évaporation directe à partir du sol est réduite (**Ollier & Poirée, 1983**). On applique alors à L'ETM un coefficient de réduction (K_r) qui dépend du taux de couverture du sol et peut être calculé par plusieurs formules dont en site :

- KELLER et KARMELI (1974) :

$$K_r = \frac{C_s}{0.85} \dots\dots\dots (VI.22)$$

- La formule de Freeman et Garzoli :

$$K_r = C_s + 0.5(1 - C_s) \dots\dots\dots (VI.23)$$

- La formule de Decroix (CTGREF) :

$$K_r = 0.1 + C_s \dots\dots\dots (VI.24)$$

On considère un taux de couverture égale à 60% (Arbres adultes) donc :

- Kr = 0.80 selon Freeman et Garzoli ;
- Kr = 0.70 selon Decroix (CTGREF) ;
- Kr = 0.70 selon KELLER et KARMELI ;
- On prendra un coefficient **Kr = 0.80**

• **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 :

$$D_p = (H_{cc} - H_{pf}) \times Y \times Z \times P\% = RFU \times P\% \dots\dots\dots (VI.25)$$

Tel que : H_{cc} : (22%) ; H_{pf} : (13%) ; Y : (2/3) ; Z : profondeur des racines (1200 mm)

P : Pourcentage du sol humidifié

$$P\% = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r} \dots\dots\dots (VI.26)$$

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 = 1 m ;

S_h : Largeur de la bande humidifiée = 0.5m ;

S_r : Ecartement entre rangs d'arbre = 2 m ;

S_a : espacement des arbres sur les rangs = 2 m ;

$$P\% = \frac{2 \times 1 \times 0.5}{2 \times 2} = 25\% ;$$

$$D_n = (22 - 13) / 100 \times 1200 \times 2/3 \times 1.4 \times 0.25 = 25.2 \text{ mm.}$$

❖ **Fréquence des arrosages (Fr_jours)**

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

$$Tr = \frac{Dose\ nette}{ETM_c} \dots\dots\dots (VI.27)$$

$$Tr = \frac{25.2}{3.47} = 7.3 \text{ jours ;}$$

Donc on prend Tr = 7 **jours**, chaque semaine

❖ **Calcul de la dose réelle**

On recalcule la nouvelle dose nette :

$$D_{nette} = ETM_c \times Tr / Cu \dots\dots\dots (VI.28)$$

$$D_{nette} = 3.47 \times 7 = 24.27 \text{ mm} ;$$

La dose réelle est donnée par la formule :

$$D_{br} = \frac{D_{nette}}{C_u \times E_{ff}} \dots\dots\dots (VI.29)$$

C_u : coefficient d'uniformité $C_u=90\%$;

E_{ff} : efficacité du réseau d'irrigation $E_{ff}=90\%$;

$$D_{br} = \frac{24.27}{0.9 \times 0.9} = 30 \text{ mm}.$$

❖ **Durée de fonctionnement par d'arrosage (h)**

$$\theta = \frac{D_{br} \times S_d \times S_r}{n \times Q_g} \dots\dots\dots (VI.30)$$

S_r : espacement entre rang ;

S_d : espacement entre distributeur ;

n : nombre des goutteurs ;

Q_g : débit du goutteur ;

$$\theta = \frac{30 \times 1 \times 2}{2 \times 2} = 15 \text{ heures}$$

La durée de fonctionnement par arrosage est de 15 heures.

❖ **Durée d'arrosage journalier**

$$D_j = \frac{\text{durée d'arrosage}}{T_r} \dots\dots\dots (VI.31)$$

$$D_j = 15 \text{ heures /jour}$$

❖ **Nombre de poste**

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{\text{Temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}} \dots\dots\dots (VI.32)$$

$$N = \frac{22}{15} = 1$$

On prend 1 postes.

❖ **Surface du poste**

$$S_p = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}} \dots\dots\dots (VI.33)$$

$$S_p = \frac{1.36}{1} = 1.36 \text{ ha}$$

VI.3.3 Calculs hydrauliques

Cette étape permet le dimensionnement des conduites à savoir : la rampe, le porte-rampe et la conduite d’approche.

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

$$\frac{\Delta q}{q} = 10\% \dots\dots\dots (VI.34)$$

VI.3.3.1. La variation maximale de la pression

$q = K \times H^x$ avec $x=0.5$ (caractéristique du goutteur)

$$\frac{\Delta q}{Qg} = x \frac{\Delta H}{H(n)} \dots\dots\dots (VI.35)$$

Avec :

Qg : débit nominal du goutteur ;

H(n) pression nominal; H(n) =10 m.c.e (1 bar);

$x=0.5$ pour les goutteurs circuit court ;

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

$\Delta H(\max.) = 2$ m ;

Donc selon la règle de Christiansen : $\Delta H_s = 10\% \Delta H(\max.) = 0.2$ m ;

Donc pour les rampes : $\Delta H_{ramp} = 2/3 \Delta H_L = 1.2$ m; Pour le porte rampe : $\Delta H_{PR} = 1/3 \Delta H_L = 0.6$ m.

VI.3.3.2. Dimensionnement des canalisations du réseau

▪ **Les rampes**

Les canalisations 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. 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 :

$$\phi r(cal) = \left[\frac{P.d.c(r) * 2.75}{0.478 * Q(r)^{1.75} L(r)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} \dots\dots\dots (VI.37)$$

$$\phi pr(cal) = \left[\frac{P.d.c(pr) * 2.75}{0.478 * Q(pr)^{1.75} L(pr)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} \dots\dots\dots (VI.38)$$

Avec :

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

VI.3.3.2.1. Pour les rampes : L= 88 m

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

- **Le nombre d'arbres par rampe**

$$N_{\text{arbres}} = L_r/E_a = 88/2 = 44 \text{ arbres ;}$$

- **Nombre des goutteurs par rampe**

$$N = N_{\text{arbres}} * n = 44 * 2 = 88 \text{ goutteurs ;}$$

- **Débit de la rampe**

$$Q_r = N_g * Q_g \quad Q_r = 2 * 88 = 176 \text{ l/h}$$

$$\varnothing r(\text{cal}) = \left[\frac{P. d. c (r) * 2.75}{0.478 * Q(r)^{1.75} L(r)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} = 11.48 \text{ mm}$$

D_rampe= 11.48 mm, on prend DN =**16 mm** ;

VI.3.3.2.2. Pour le porte rampe : L= 77 m

- **Le nombre des rampes**

$$N_r = L_{pr}/E_r = 77/2 = 38 \text{ rampes ;}$$

- **Débit du porte rampe**

$$Q_{pr} = Q_r * N_r = 176 * 38 = 6688 \text{ l/h ;}$$

- **Nombre de porte rampe**

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

VI.3.3.2.3. Pour la conduite tertiaire

$$Q_{csl} = Q_{pr} * N_{pr} = 13376 * 1 = 13376 \text{ l/h} = 0.0037 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\phi_{pr(cal)} = \left[\frac{P.d.c(pr) * 2.75}{0.478 * Q(pr)^{1.75} L(pr)} \right]^{\frac{1}{4.75}} = 48.36 \text{ mm}$$

Donc on prend $\phi_{pr} = 63\text{mm}$;

VI.3.3.3. 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 = 16 mm.

Perte de charge selon Hazen-williams

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_w} \right)^{1.852} * \frac{L}{D^{4.84}} * Q^{1.852} \dots\dots\dots \text{(VI.39)}$$

Où : L : la longueur de la conduite ;

Q : débit (m3/s) ;

D : diamètre intérieur de la canalisation (m) ;

Cw= valeur de rugosité pour le PE =140.

❖ **Pour la rampe :**

On a : L=88 m et Q =176 l/h = 1.01*10⁻⁶ m³/s, D=16 mm = 0.016 m;

$\Delta H_{rampe} = 0.57 \text{ m}$;

❖ **Pour porte rampe**

On a: L =77m, Q = 6688 l/h = 1.86*10⁻³ m³/s; D = 63mm = 0.063 m

$\Delta H_{rampe} = 0.54 \text{ m}$;

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)	ΔH_{cal} (m)
Vigne	16000	88	88	176	0.37	11.48	16	0.57

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

Culture	Surface m ²	Lpr (m)	N Rampe	Qpr (l/h)	ΔH_{pr} (m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	hcal(m)
vigne	16000	77	38	6688	0.01	48.36	63	0.54

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

VI.3.3.4. Calcul des diamètres de la conduite tertiaire

Pour calculer le diamètre on doit fixer la vitesse d'écoulement (valeur optimale) d'environ 1.1 m/s tel que :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi V}} \dots\dots\dots (VI.40)$$

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

Tableau VI3 : 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)
vigne	16000	10	0.0018	1.1	48.36	63	0.6	0.08

VI.3.3.5. Calcul de la pression d'eau à la borne de distribution

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

Tableau VI.4: Récapitulatif des calculs hydrauliques.

Conduites	La rampe	Porte rampe	C.Approche
Longueur(m)	88	77	10
Diamètre(m)	16	63	63
Débit (m ³ /s)	0.000048	0.0018	0.0018
Pertes de charge(m)	0.57	0.54	0.08

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.

$$P(m) = 10+0.57+0.54+0.08= \mathbf{11.13m} = \mathbf{1.11 bars}.$$

La pression à la borne (4.55 bars) est largement suffisante pour garantir un bon fonctionnement du réseau qui ne nécessite que 1.05 bars.

VI.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons procédé au dimensionnement des deux systèmes d'irrigation choisis pour le périmètre à savoir :

- L'aspersion pour la pomme de terre qui est très demandée dans la région ;
- Le goutte à goutte pour la vigne qui représente la culture dominante dans la région du bas Sebaou.

L'adaptation de ces deux systèmes permettra d'augmenter le rendement de cultures ainsi qu'une économie importante de l'eau.

Chapitre VII : Etude technico-économique

VII.1 Introduction

L'étude technico-économique nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation du projet d'irrigation projeté, ce calcul consiste à déterminer les quantités de tout le matériel ainsi que les différentes opérations à effectuer sur le terrain.

VII.2. Différents travaux à entreprendre :

VII.2.1. Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution

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

a. Exécution des tranchées

Excavation à ciel ouvert réalisée à l'aide de moyens manuels et/ou mécaniques, dont le périmètre est inférieur au niveau du sol. C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations.

b. Pose du lit de sable

Le lit de pose est réalisé avec une couche d'au moins 10 cm de matériaux rapportés : sable roulé avec une granulométrie de 0.1 à 5 mm.

c. Pose des conduites

On fait descendre les conduites lentement dans la fouille à l'aide d'un engin de levage jusqu'au fond. On doit vérifier l'alignement des conduites au fur et à mesure de la pose pour ne pas avoir des problèmes de raccordement.

d. Epreuve de joint 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.

e. Assise et remblais de protection

Dans le cas des canalisations de diamètre nominal jusqu'à 160 mm, l'assise et le remblai de protection ne sont pas différenciés et sont réalisés en une seule fois.

- Exécution de l'assise

Au-dessus du lit de pose et jusqu'à la hauteur de l'axe de la canalisation, le matériau de remblai est poussé sous les flancs de la canalisation et compacté de façon à éviter tout mouvement de celle-ci et lui constituer l'assise prévue.

- Remblais de protection

Au-dessus de l'assise, le remblai et son compactage sont poursuivis par couches successives, symétriquement puis uniformément jusqu'à obtenir une couverture du tube et des assemblages d'au moins 10 cm. Les matériaux utilisés pour le remblai de protection sont identiques à ceux de l'assise.

f. Remblais supérieur

Le remblai supérieur peut être réalisé avant ou après les épreuves en pression, en fonction des contraintes de l'environnement et de la sécurité des personnes et des biens. Il est exécuté en mettant en place des matériaux appropriés qui proviennent en général de la réutilisation des déblais des fouilles dont on élimine les éléments impropres (débris végétaux, gros blocs de roche). Le compactage de ce remblai est effectué par couches successives de 30 cm.

Pour le repérage de la canalisation, il est nécessaire de placer un grillage avertisseur détectable et de couleur conventionnelle selon l'application à au moins 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure du tube.

g. Nivellement et compactage

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

VII.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction**VII.3.1. Volumes de terrassement****a. Largeur de fond de la tranchée**

La largeur de fond de la tranchée est donnée comme suit :

$$B = D + 0.6 \dots\dots\dots (VII.1)$$

Avec : B : largeur de la tranchée ;

D : diamètre de la conduite ;

b. Profondeur de la tranchée

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

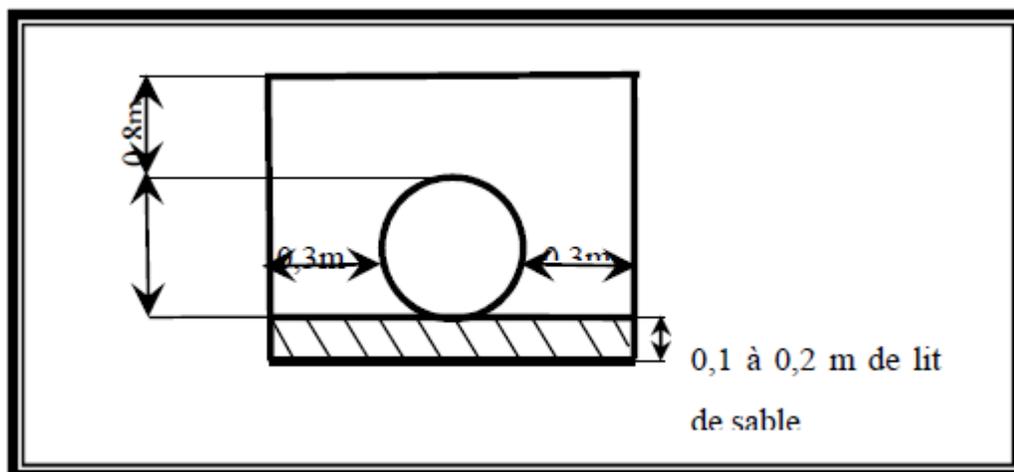


Figure VII.1 : schéma d'une tranchée

$$H = e + d + h \dots\dots\dots (VII.1)$$

Avec : H : profondeur de la tranchée (m) ;

e : hauteur du lit de pose (m) ;

d : diamètre de la conduite (m) ;

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite (m) ;

VII.3.2. Calcul du volume de déblais

La surface à calculer est la surface rectangulaire : $S=B*H$;
Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VII.1.

Tableau VII.1 : calcul du volume de déblai des canalisations De refoulement

La conduite de refoulement	Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largeur de la tranchée (m)	Hauteur de la tranchée (m)	Volume de déblais (m ³)
Tronçon 1	250	1662.8	0.85	1.2	1696.06
Tronçon 2	250	1039.5	0.85	1.2	1060.29
somme					2,756.35

VII.3.3. Calcul du volume du lit de sable

Le lit de sable est d'une épaisseur de 0.15 m fixe tout le long du tranché. Le volume du lit de sable sera donc : $V = e \times L \times b$. les résultats sont dans le tableau VII.2.

Tableau VII.2 : calcul du volume du lit de sable des canalisations De refoulement.

tronçon	Hauteur	Longueur de la conduite (m)	Largeur de la tranchée (m)	Volume du lit de sable (m ³)
Tronçon 1	0.15	1662.8	0.85	212.01
Tronçon 2	0.15	1039.5	0.85	132.54
somme				344.54

VII.3.4. Calcul du volume de remblais

Ce volume est calculé à partir du volume du déblai sans le volume occupé par la conduite et le lit de sable.

$$V_r = V_d - (V_c + V_s) \dots\dots\dots \text{(VII.2)}$$

Avec : V_r : volume du remblai compacté (m³) ;

V_d : volume du déblai (m³) ;

V_c : volume de la conduite (m³) ;

V_s : Volume du lit de sable (m³) ;

Les résultats du volume du remblai sont représentés dans le tableau VII.3.

Tableau VII.3 : calcul du volume du remblai des canalisations De refoulement.

tronçon	Volume du déblai (m ³)	Volume de la conduite (m ³)	Volume du lit de sable (m ³)	Volume du remblai (m ³)
Tronçon 1	1696.06	81.58	212.01	1402.47
Tronçon 2	1060.29	51.00	132.54	876.75
Somme				2,279.22

VII.3.5. Estimation du cout de pose des conduites de refoulement

L'estimation est représenté dans le tableau VII.4

Tableau VII.4 : estimation du cout de pose des canalisations de refoulement.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1) Remblai et déblai	m ³	5035.56	500	2517780
2) lit de sable	m ³	344.54	900	310086
3) tube Ø 250 PEHD	ml	2702.3	4120.5	11134827
Totale (HT1)				13962693.2
TVA (17%)				2373657.84
Montant TTC				16,336,351

VII.4. Calcul des volumes des travaux de distribution

Pour les valeurs de (h, m) sont identiques à celles de l'adduction, il suffit juste de calculer les Valeurs de b, pour les différentes gammes de diamètres constituant le réseau d'irrigation.

Les tableaux ci-dessous représentent le volume des travaux de distribution selon les différents diamètres existant dans le réseau.

VII.4.1. Calcul du volume du déblai

Tableau VII.5 : volume du déblai des canalisations de distribution.

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largeur de la tranchée (m)	Hauteur de la tranchée (m)	Volume de déblai (m ³)
400	1073.8	1	1.2	1288.56
280	259.5	0.88	1.2	274.03
125	270	0.725	1.2	234.90
200	826.9	0.8	1.2	793.82
160	139.5	0.76	1.2	127.22
90	120.3	0.69	1.2	99.61
90	365.3	0.69	1.2	302.47
250	223	0.85	1.2	227.46
250	153	0.85	1.2	156.06
225	58	0.825	1.2	57.42
200	87	0.8	1.2	83.52
110	215	0.71	1.2	183.18
180	162.66	0.78	1.2	152.25
140	483.8	0.74	1.2	429.61
90	147	0.69	1.2	121.72
90	141.2	0.69	1.2	116.91
somme				4,648.74

VII.4.2. Volume du lit de sable

On prend une épaisseur de 15 cm tout le long de la tranchée.

Tableau VII.6 : volume du lit de sable des canalisations de distribution.

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largeur de la tranchée (m)	Epaisseur du lit de sable (m)	Volume du lit de sable (m ³)
400	1073.8	1	0.15	161.07
280	259.5	0.88	0.15	34.25
125	270	0.725	0.15	29.36
200	826.9	0.8	0.15	99.23
160	139.5	0.76	0.15	15.90
90	120.3	0.69	0.15	12.45
90	365.3	0.69	0.15	37.81
250	223	0.85	0.15	28.43
200	153	0.85	0.15	19.51
125	58	0.825	0.15	7.18
90	87	0.8	0.15	10.44
400	215	0.71	0.15	22.90
280	162.66	0.78	0.15	19.03
125	483.8	0.74	0.15	53.70
90	147	0.69	0.15	15.21
200	141.2	0.69	0.15	14.61
Somme				565.88

VII.4.3. Volume du remblai compacté

D'après les volumes du déblai et lit de sable calculé précédemment on calcule le volume du remblai compacté selon les diamètres des conduites.

Tableau VII.7 : Volume du remblai compacté des canalisations de distribution.

Diamètre (mm)	Volume de la conduite (m ³)	Volume du déblai (m ³)	Volume du lit de sable (m ³)	Volume du remblai (m ³)
400	134.87	1288.56	161.07	992.62
280	15.97	274.03	34.25	223.81
125	3.31	234.90	29.36	202.23
200	25.96	793.82	99.23	668.63
160	2.80	127.22	15.90	108.52
90	0.76	99.61	12.45	86.4
90	2.32	302.47	37.81	262.34
250	10.94	227.46	28.43	188.09
200	4.80	156.06	19.51	131.75
125	0.71	57.42	7.18	49.53
90	0.55	83.52	10.44	72.53
400	27.00	183.18	22.90	133.28
280	10.01	152.25	19.03	123.21
125	5.93	429.61	53.70	369.98
90	0.93	121.72	15.21	105.58
200	4.43	116.91	14.61	97.87
Somme				3,816.37

VII.4.4. Estimation du cout de pose des canalisations de distribution

Le tableau VII.8 résume l'estimation du cout de pose des canalisations de distribution.

Tableau VII.8 : Estimation du cout de pose des canalisations de distribution.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1) Remblai et déblai	m ³	8465.11	500	4232555
2) lit de sable	m ³	565.88	900	509292
Totale (HT1)				4741847
TVA (17%)				806113.99
Montant TTC				5,547,960.99

VII.4.5. Estimation du cout du réseau de distribution

Tableau VII.9 : Factures pro-forma des pièces du réseau distribution.

pièces	Unité de mesure	quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
tubeØ 90 PEHD	ml	773.8	416.54	322318.033
tubeØ 110 PEHD	ml	215	617.03	132661.536
tubeØ 125 PEHD	ml	270	790.57	213455.088
tubeØ 160 PEHD	ml	139.5	1294.96	180646.25
Tube Ø180 PEHD	ml	162.66	1716.40	279189.624
tubeØ 200 PEHD	ml	913.9	2026.02	1851583.33
tubeØ 225 PEHD	ml	58	2632.90	152707.968
tubeØ 250 PEHD	ml	376	3145.30	1182631.3
tubeØ 280 PEHD	ml	259.5	3942.98	1023203.93
tubeØ 400 PEHD	ml	1073.8	8047.42	8641323.89
Borne d'irrigation 100 mm	U	09	61600.00	554400
Borne d'irrigation 65 mm	U	04	56000.00	224000
Goutteur auto régulant 2 l/h	U	6688	8.25	79613.688
Vanne Ø90	U	04	7280.00	43680
Vanne Ø125	U	03	9520.00	38080
Vanne Ø160	U	01	12320.00	24640
Vanne Ø200	U	03	13440.00	53760
Vanne Ø250	U	04	14560.00	72800
Vanne Ø350	U	01	17360.00	17360
Vanne Ø400	U	01	19040.00	19040
Ventouse	U	04	44800.00	403200
Filtre à sable	U	01	22400.00	22400
Injecteur d'engrais	U	01	20160.00	20160
Total HT				15,552,854.6
TVA (17%)				2,643,985.29
Total TTC				18,196,839.93

VII.4.6. Devis estimatif total

Le devis total des travaux est représenté dans le tableau VII.9 :

Tableau VII.9 : Devis total des travaux.

Désignation des travaux	Prix (DA)
Partie adduction	16,336,351
Partie distribution	23,744,801
Totale	40,081,152

Le devis total des prix est estimé à : **quarante million et quatre-vingt et un mille cent cinquante-deux** dinars algérien.

VII.5. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de faire l'estimation du cout de notre projet. Les devis englobent les prix : des travaux à réaliser, les équipements hydrauliques ainsi que les canalisations de transport. Le projet est estimé à : **quarante million et quatre-vingt et un mille cent cinquante-deux** dinars algérien (40,081,151 DA).

Conclusion générale

La wilaya de Boumerdes recèle d'importantes potentialités agricoles, qui méritent d'être revalorisées. Les aménagements hydro agricoles sont une nécessité pour le développement de l'agriculture dans la région.

L'objectif de notre étude est l'aménagement hydro-agricole du secteur I du périmètre du bas sebaou qui se situe à 07 km au sud-est du chef-lieu de la commune de Baghlia, d'une superficie de 220 ha fait part du périmètre du Bas sebaou. Ce périmètre entre dans le cadre de la politique de gestion et de développement des périmètres irrigué en Algérie.

Pour ce faire, on a suivi une démarche qui s'articule sur plusieurs étapes :

-L'étude climatique de la région a indiqué que la zone d'étude est subhumide avec un hiver doux et pluvieux et un été chaud et humide.

-L'analyse du sol permet d'identifier la pédologie du sol qui montre deux classes : peu évolués d'apport alluvial et des sols calcimagnésiques, présentant un sol limono-sableux à un sol équilibré, d'une bonne texture et un bon drainage par les talwegs. Ce qui nous a permet de faire un choix des assolements pour le périmètre. La ressource en eau qui provient de la nappe de bas Sebaou présentant une qualité assez bonne pour l'utilisation agricole.

L'estimation des besoins des cultures nous a permis d'évaluer le débit caractéristique de notre périmètre et cela selon l'exigence des assolements proposé en mois de pointe.

Pour les systèmes d'irrigation nous avons insisté sur le goutte à goutte et l'aspersion, deux techniques qui assurent un bon rendement des cultures et une très bonne économie de l'eau.

En fin les considérations techniques et économiques montrent qu'à long terme les méthodes d'irrigation en Algérie devraient s'orienter vers l'utilisation des techniques d'irrigation modernes pour augmenter le rendement des cultures et assurer une bonne économie de l'eau.

Références bibliographique :

1. G.CASTANY et J.MARGAT, 1977. *Dictionnaire français d'hydrogéologie*. Éditions du BRGM. S.l. : s.n.
2. ROYER, Jimmy, SCHILLER, Eric J et INSTITUT DE L'ÉNERGIE DES PAYS AYANT EN COMMUN L'USAGE DU FRANÇAIS, 1998. *Le pompage photovoltaïque : manuel de cours à l'intention des ingénieurs et des techniciens*.
3. MUSY, André, HIGY, Christophe et REYNARD, Emmanuel, 2014. *Hydrologie. 1, 1.*, Lausanne : Presses polytechniques et universitaires romandes.
4. Mohammed Djemai. Hydrologie du bassin versant du haut Sébaou : hydrogéologie des formations alluviales (Algérie). Géologie appliquée. Université Scientifique et Médicale de Grenoble, 1985. Français.
5. Ollier. CH et Poiree. M, 1983. Irrigation-les réseaux d'irrigation, théorie, techniques et économie des arrosages. Edition Eyrolles
6. R.Clément et A.Galand : 1979, L'irrigation par aspersion et réseaux collectif de distribution sous pression, édition, Eyrolles, Paris, pp : 10-147.
7. Lu, Jianbiao, et al. 2005. "A Comparison of Six Potential Evapotranspiration Methods for Regional Use in the Southeastern United States."
8. G. O. Schwab et al, 1993. Soil and Water Conservation Engineering (4 ème ed.), John Wiley et Sons, Inc., New York.
9. Walker, W.R. 1989. "Guidelines for Designing and Evaluating Surface Irrigation Systems." Irrigation and Drainage Paper, #45, Food and Agriculture Organization of the United Nations, Rome, Italy. 137 pp.

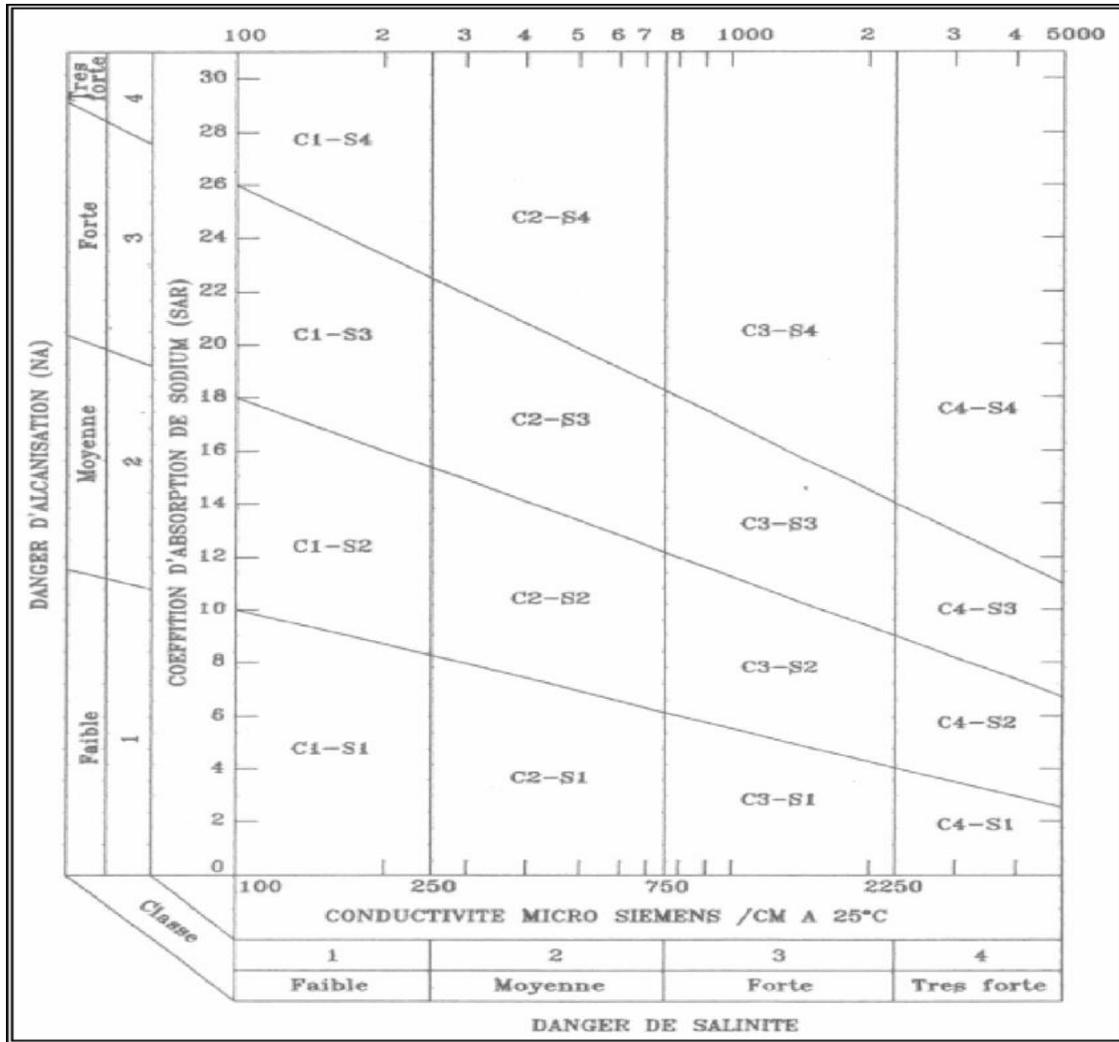
ANNEXE

Annexe 03 : Caractéristiques de l'arroseur Perrot type : 7B22

Diamètres des buses	P (bar) 2,5	P (bar) 3,0	P (bar) 3,5	P (bar) 4,0	P (bar) 4,5	P (bar) 2,5		P (bar) 3,0		P (bar) 3,5		P (bar) 4,0		P (bar) 4,5	X CXC	
	Portée en m					Distances entre arroseurs										
4,2	14,5	15,0	15,5	16,0	16,5	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	
4,5	15,0	15,4	15,8	16,3	16,9	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	
4,8	15,4	15,8	16,2	16,6	17,0	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	
5,0	15,8	15,9	16,3	16,7	17,3	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	
5,2	16,0	16,4	16,6	16,8	17,4	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	
6,0	16,4	16,5	16,7	17,2	17,6	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	
7,0**	16,8	17,0	17,2	17,3	17,8	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	
ZB 22/ZB 22W						Précipitations										
Consommation d'eau						(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)
	(m³/h)	(m³/h)	(m³/h)	(m³/h)	(m³/h)	2,3	3,1	2,5	3,4	2,7	3,6	2,9	3,9	3,1	4,1	
4,2	0,99	1,09	1,17	1,26	1,33	2,6	3,5	2,9	3,9	3,1	4,2	3,3	4,4	3,5	4,7	
4,5	1,14	1,25	1,35	1,44	1,53	3,0	4,0	3,3	4,4	3,5	4,7	3,8	5,1	4,0	5,4	
4,8	1,30	1,42	1,53	1,64	1,74	3,3	4,4	3,6	4,8	3,8	5,1	4,1	5,5	4,4	5,8	
5,0	1,41	1,54	1,66	1,78	1,89	3,5	4,7	3,9	5,2	4,2	5,6	4,4	5,9	4,7	6,3	
5,2	1,52	1,67	1,80	1,92	2,04	4,7	6,3	5,1	6,9	5,6	7,4	5,9	7,9	6,3	8,4	
6,0	1,89	2,07	2,24	2,39	2,54	6,4	8,5	7,0	9,3	7,5	10,1	8,1	10,8	8,6	11,4	
7,0**	2,53	2,77	2,99	3,19	3,39	Précipitations										
ZB 22D						(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)
	(m³/h)	(m³/h)	(m³/h)	(m³/h)	(m³/h)	3,1	4,1	3,3	4,4	3,6	4,8	3,8	5,1	4,1	5,5	
4,2x2,4	1,32	1,44	1,56	1,66	1,77	3,4	4,5	3,7	4,9	4,0	5,3	4,3	5,7	4,5	6,0	
4,5x2,4	1,46	1,60	1,73	1,85	1,96	3,8	5,0	4,1	5,5	4,4	5,9	4,7	6,3	5,0	6,7	
4,8x2,4	1,62	1,77	1,92	2,05	2,17	4,0	5,3	4,4	5,9	4,7	6,3	5,1	6,8	5,4	7,2	
5,0x2,4	1,73	1,90	2,05	2,19	2,32	4,3	5,7	4,7	6,2	5,0	6,7	5,4	7,2	5,7	7,7	
5,2x2,4	1,85	2,02	2,18	2,33	2,48	5,4	7,3	5,9	7,9	6,4	8,6	6,9	9,2	7,3	9,7	
6,0x2,4	2,22	2,43	2,62	2,80	2,97	7,1	9,5	7,8	10,4	8,4	11,2	9,0	12,0	9,6	12,7	
7,0x2,4	2,85	3,12	3,37	3,60	3,82											

ANNEXE

Annexe 4 : Diagramme de classification des eaux d'irrigation.



Annexe 5 : Diagramme bioclimatique d'Emberger

