

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'IRRIGATION ET DRAINAGE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME DU PROJET :

Etude d'extension du périmètre d'irrigation de Tagharist sur une superficie de 200 ha à Khanchela

PRESENTE PAR

M^r KADRI AKREM

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M^r : AZIB Makhoulf	Professeur	Président
M^r : BENKACI ALI Tarek	M.C.B	Examineur
M^{me} : MAZOUZI Sabra	M.A.A	Examineur
M^r : BOUZIANE Omar	M.A.B	Examineur
M^r : RASSOULE Abdelaziz	M.C.A	Promoteur

Juin - 2018

∞ Dédicace ∞

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

A MA MÈRE

A MON PÈRE

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

A Mes frères ISLEM ABDELHAMID, TAREK

A Ma sœurs, AYA

A tous Mes amis : SOFIANE.MAHDI, ROSTOM, FAKHRO, SGHIR et les

autres qui sont nombreux

A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin

Pour l'élaboration de ce travail

A tout ce que porte mon cœur.

Et ceux que j'ai omis de citer

REMERCIEMENT

A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promoteur M^r RASSOUL ABDLAZIZ pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

*L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.
Je tiens à remercier aussi :*

- * Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
- * Le corps enseignant et les étudiants de l'ENSH*
- * Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de mon mémoire.*

ملخص

في إطار مشروع نظام السقي لولاية خنشلة، قمنا بتهيئة شبكة المحيط المسقي عن طريق مأخذ من القناة الرئيسية لمنطقة تاغريست الواقعة بإقليم ولاية خنشلة، بمساحة تقدر بـ 200 هكتارا مخصصة لزراعة "الحبوب، الخضروات والأشجار"، وذلك انطلاقا من خصائص التربة ومختلف المعطيات الزراعية وأنظمة السقي الموجودة (التقطير والرش المحوري بالخصوص).

Résumé

Dans le cadre du programme d'irrigation de la Wilaya de khénchela, nous avons étudié le réseau du périmètre d'irrigation de TAGHARIST irrigué à partir d'un piquage de la conduite principale de la même région. Ce périmètre est d'une superficie de 200ha destiné à la culture des céréales, maraichères et arboricultures. Ces cultures sont choisies par rapport aux caractéristiques du sol et les différents paramètres agronomiques et les modes d'irrigation existantes en particulier l'aspersion et le goutte à goutte.

Summary

As part of the irrigation program in the wilaya of khanchela. We looked at the TAGHERIST perimeter irrigation network from one nozzles of the main pipe of the same region. It's an area equivalent to 200ha for growing grain and vegetables and arboriculture. These crops are selected in relation to soil characteristics, agronomic parameters and modes of existing irrigation in particular spray and drip.

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	2
I. Introduction.....	2
II. Présentation Générale De La Wilaya De Khenchela et De La Zone D'étude	3
II.1 Situation Géographique :.....	3
II.2 Délimitation de la zone d'étude :	5
II.3 Réseau routier.....	6
II.4 Aperçu géomorphologique.....	6
II.5 Géologie régionale de la zone d'étude :.....	7
II.6 Quaternaire	8
II.7 Miocène	8
II.8 Réseau hydrographique	9
II.9 Synthèse pédologique.....	10
CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE	11
I. Introduction :.....	11
II. Climatologie :.....	11
II.1 Les précipitations mensuelles (1969-2010) :	11
II.2 Température :	15
II.3 Humidité relative :.....	16
II.4 Les vents :.....	17
II.5 Insolation :.....	17
II.6 L'évaporation :.....	17
II.7 Phénomènes :.....	17
II.8 INDICES CLIMATIQUES :	19
III. HYDROLOGIE	21
III.1 L'objectif :	21
III.2 Choix de la station représentative de la Zone d'étude :.....	22
III.3 Homogénéité de la série pluviométrique :.....	24
III.4 Ajustement de la série pluviométrique :.....	26
IV. Conclusion :.....	29
CHAPITRE III : RESSOURCES EN SOL.....	30
I. INTRODUCTION :.....	30
II. RESSOURCES EN SOL	30
II.1 LES DIFFERENTES CLASSES DES SOLS :.....	30
III. Conclusion.....	37
CHAPITRE IV : BESOINS EN EAU DU PERIMETRE	38
I. Introduction :	38
II. Les cultures envisageables :.....	38
II.1 Maraîchages	39
II.2 Arboriculture	39
II.3 Céréaliculture :.....	39
II.4 L'occupation des sols	39
II.5 Calendrier d'occupation des sols :	40
III. Besoins en eau du périmètre :	49

III.1	L'évapotranspiration potentielle de référence (ET _o) :	49
III.2	La pluie efficace :	51
III.3	L'évapotranspiration maximal ou culture (ET _M ou ET _c):	52
III.4	Efficiences de l'irrigation	52
III.5	Besoins nets et bruts en eau d'irrigation	53
IV.	Conclusion :	54

CHAPITRE V :LES TECHNIQUES D'IRRIGATIONS..... 56

I.	Introduction	56
II.	Différentes techniques d'arrosages.....	56
II.1	Irrigation gravitaire	56
II.2	Irrigation localisée.....	58
II.3	L'irrigation par aspersion.....	60
III.	Choix des techniques d'irrigation	63
IV.	Conclusion.....	64

CHAPITRE VI : ETUDE DU SYSTEME D'ADDUCTION 65

I.	Introduction :.....	65
II.	Débit fictif continu :.....	66
III.	Calcul du débit maximum journalier :.....	67
IV.	Adduction gravitaire :.....	67
IV.1	Ouvrage de prise à partir du Barrage.....	67
IV.2	Conduite d'amenée :.....	67
IV.3	Ouvrage d'amortissement.....	68
IV.4	Calcul de diamètre avantage de la conduite gravitaire (barrage-bâche de reprise-SP).....	68
V.	Dimensionnement du Bâche de reprise :	69
V.1	Bâche de la station de pompage(SP) :.....	69
V.2	Analyse de la capacité de la bâche de reprise :.....	69
VI.	Détermination du diamètre économique de conduite refoulement :.....	70
VI.1	Adduction à partir de la station de pompage vers réservoir de distribution :...70	
VI.2	Calcul des pertes de charge.....	71
VII.	Dimensionnement de la station de pompage :.....	75
VII.1	Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station :.....	75
VII.2	Détermination de la hauteur d'élévation calculée	75
VII.3	Détermination du nombre de pompes :.....	75
VII.4	Pompe à axe horizontale :.....	76
VII.5	Détermination de la hauteur admissible d'aspiration :.....	77
VII.6	Choix du moteur électrique	78
VII.7	Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique :.....	78
VII.8	Choix de l'équipement en amont et en aval des pompes :.....	79
VIII.	Dimensionnement du réservoir de distribution	80
VIII.1	Forme de réservoir :.....	80
VIII.2	Dimensionnement du réservoir par la méthode de bilan d'eau :.....	80
VIII.3	Le diamètre de la cuve :.....	80
IX.	Conclusion :.....	80

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'IRRIGATION 81

I.	Introduction :	81
II.	Les procédés d'irrigation :	81
II.1	Irrigation par aspersion :	81
II.2	Irrigation goutte à goutte (Micro-irrigation) :	82
III.	Projection d'un système d'irrigation par aspersion classique sur une parcelle de Blé dur :	82
III.1	Le diamètre de l'ajutage :	82
III.2	La portée du jet (L) :	82
III.3	Calcul des écartements entre les rampes et arroseurs :	83
III.4	Calcul du débit de l'asperseur :	83
III.5	Vérification de la pluviométrie de la buse :	83
III.6	Le temps nécessaire pour donner une dose par 1 asperseur :	83
III.7	Volume fourni par 1 asperseur pendant 1 mois :	84
III.8	Volume à épandre en 1 mois sur toute la parcelle :	84
III.9	Le nombre d'asperseurs :	84
III.10	Calcul du nombre de rampes :	85
III.11	Nombre de poste :	85
III.12	Surface de chaque poste :	85
III.13	Dimensionnement des canalisations :	85
IV.	Projection d'un système d'irrigation goutte à goutte :	88
IV.1	Composition d'une installation d'irrigation goutte à goutte :	88
V.	Les besoins en eau de la parcelle d'Olivier :	89
V.1	Calcul hydraulique :	91
VI.	Conclusion :	95

CHAPITRE VIII : CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE..... 96

I.	Introduction :	96
II.	Devis du réseau d'irrigation :	96
II.1	Calcul des volumes des terrassements :	97
III.	Devis estimatif total :	99
III.1	Devis estimatif pour la galerie :	99
IV.	Conclusion :	100
CONCLUSION GENERALE.....		101

Listes des tableaux

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau 1 :pluviométrie mensuelle (Moyenne de 10 ans sauf les stations de Yabous et Touffana sur 41 ans)	12
Tableau 2 :Température enregistrées à la station de Bouhmama (1991-2006).	14
Tableau 3 :Humidité de l'air enregistré à la station de Bouhmama (1991-2001).....	15
Tableau 4 :Répartition moyenne mensuelle des vitesses du vent moyen en (Km/h) période (1991-2004).....	16
Tableau 5 :durée mensuelle de l'insolation totale en (heures / j) Période (1991-2004)	16
Tableau 6 :Nombre de jours de gelées blanches moyenne de 10ans (1991-2000)	17
Tableau 7 :Nombre de jours de rosée moyenne de 10ans (1995-2004).....	18
Tableau 8 :Classification de climats selon MARTON	18
Tableau 9 :Caractéristiques des stations pluviométriques	21
Tableau 10 :: Précipitation mensuelle de la station de Yabous (coude 070604) sur 41 ans	23
Tableau 11 :Test d'homogénéité.....	25
Tableau 12 :Ajustement à la loi Normale	26
Tableau 13 :Ajustement à la loi Log Normale.....	28
Tableau 14 :Pluviométrie moyenne pour chaque mois en mm.....	30

CHAPITRE III : RESSOURCES EN SOL

Tableau 1 :Classes Des Sols	31
Tableau 2 :Classes des sols peu évoluées	33
Tableau 3 :Classes des sols calcimagnésiques.....	33
Tableau 4 :Classes des sols vertiques	34
Tableau 5 :Résultats des analyses des échantillons de sol.....	37

CHAPITRE IV : BESOINS EN EAU DU PERIMETRE

Tableau 1 :Occupation de l'aire d'étude	40
Tableau 2 :calendrier des cultures envisageable.....	41
Tableau 3 :Evapotranspiration de référence (ET _o) de la zone d'étude	44
Tableau 4 :Précipitation efficace dans la zone d'étude.	45
Tableau 5 :Détermination des besoins en eau des cultures.....	46
Tableau 6 :Tableau récapitulatif des besoins totaux en eau.....	47

CHAPITRE VI : ETUDE DU SYSTEME D'ADDUCTION

Tableau 1 :Variation des HMT en fonction du diamètre.	64
Tableau 2 :Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.	64
Tableau 3 :Calcul des frais d'exploitation.	65
64	
Tableau 5 :Variantes pour le choix du nombre de pompes.....	67
Tableau 6 : Choix final de la pompe.	67

Tableau 7 :Variation du coefficient K en fonction de la puissance P.....	69
Tableau 8 :les dimensions des équipements amont installés.	70
Tableau 9: Le bilan de Distributions et l'apport journalier d'eau.....	70

CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'IRRIGATION

Tableau 1 :Les besoins en eau et calcul hydraulique de la parcelle d'olivier).	84
---	----

CHAPITRE VIII : CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

Tableau 2 : calcul du volume de déblai	87
Tableau 3 calcul du volume de sable	88
Tableau 4 calcul du volume de remblai	88
Tableau 5 Volumes et coût des travaux totaux	89
Tableau 6 Devis estimatif pour le Bassin de stockage.....	89

Listes des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.

Figure 1 photo de situation de la Wilaya de Khenchela	3
Figure 2 Carte de situation sans échelle de la zone d'étude	4
Figure 3 :Situation du périmètre extrait de la carte d'état-major 1/200.000 éme	5
Figure 4 Situation du périmètre sur Photo satellite Source (ONID) Alger.....	6
Figure 5:Extrait de la carte géologique de Touffana échelle 1/50.000éme source (ANRH) Alger	7
Figure 6 :: Réseau Hydrographique du Périmètre de TAGHARIST sur Carte d'Etat-major	10

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure 1 :Carte ANRH avec les isohyètes annuelles moyennes, (ANRH Alger)	13
Figure 2 :pluviométrie moyenne mensuelle de la station de Yabous	13
Figure 3 :Répartition moyenne mensuelle de la température	15
Figure 4 Diagramme bioclimatique d'EMBERGER.....	20
Figure 5 : Climatologie pluviothermique de GAUSSEN	21
Figure 6 :graphique de l'ajustement à la loi Normal	27
Figure 7: graphique de l'ajustement à la loi Log Normal.....	29

CHAPITRE III : RESSOURCES EN SOL

Figure 1 :Diagramme des textures	32
--	----

CHAPITRE V : TECHNIQUES D'IRRIGATION

Figure 1 : Irrigation par seguia dans l'EAC 2.....	48
Figure 1 : Irrigation par seguia dans l'EAC 2.....	49
Figure 3 : Parcelle équipée par système d'irrigation goutte à goutte.....	50
Figure 4 : Composantes d'un système d'irrigation localisée.....	51
Figure 5 : Irrigation par aspersion.....	61
Figure 6 : Partie essentielle d'une installation en aspersion classique.....	61
Figure 7 : les étapes fondamentales dans la conception d'un système d'irrigation sous Pression.....	63

Liste des planches :

Planche n° 01 : Plan de situation générale délimitation du périmètre à projeter (200ha)

Planche n° 02 : profil e, long de l'adduction (SP-SERERVOIR DISTRIBUTION).

Planche n° 03 : profil e, long de distribution .

Planche n° 04 : schéma de l'adduction et réseau de distribution du périmètre de 200 ha.

Liste des annexes

Annexe N1 : Diagramme de salinité selon la classification de l'USDA

Annexe N2 : coefficients culturaux

Annexe N3 : réserve d'humidité facilement utilisable (RFU).

Annexe N4 : calcul des besoins.

Annexe N5 : Coefficients K' , m , B pour différents types du tuyau.

Annexe N6 : Caractéristique de l'asperseur circulaire.

Annexe N7 : guide d'estimation de P .

Annexe N8 : parties essentielles d'un réseau d'irrigation localisés.

Annexe N9 : Prix des conduites en acier Algérien (Anabib).

Annexe N10 : Prix des conduites en PEHD Algérien (groupe k-plast).

Annexe N11 : Méthode de billon d'eau.

INTRODUCTION GENERALE :

L'extension des superficies irriguées joue un rôle déterminant dans le processus de développement économique et social d'un pays.

Le périmètre de **TAGHARIST** est une région essentiellement agricole ; les cultures céréales, arboricultures, et maraîchères, l'exploitation forestière représentent les principales ressources agricoles.

C'est surtout la rationalisation de l'agriculture qui a suscité la mise en œuvre d'un programme de développement agricole, qui comme partout ailleurs en Algérie, reste le problème d'eau.

Dans l'objectif de notre étude, la maîtrise de la technologie des réseaux d'irrigation sous pression et son évolution dans le temps ainsi que les deux modes de distribution à la parcelle l'aspersion et goutte à goutte s'avèrent impératifs.

Depuis la première moitié de notre siècle, tous les projets d'irrigation de la région se sont trouvés subordonnés aux problèmes d'alimentation en eau potable qui est prioritaire. Dans la dernière décennie, un autre phénomène aggrave la pénurie en eau d'irrigation, c'est la période de sécheresse qui s'est accentuée.

La mobilisation de l'eau au niveau du barrage de **TAGHARIST** peut permettre actuellement la mise en place d'un système d'adduction et de distribution d'eau à travers l'ensemble du périmètre.

Ce travail commence par un aperçu sur la présentation générale de la zone d'étude pour obtenir des informations sur le site du périmètre. Dans le 2^{ème} chapitre on a fait l'étude hydrologique pour les données climatiques qui ont été utilisées dans l'étude hydrologique et on a déterminé les caractéristiques des pluies de fréquences données afin d'utiliser ces résultats pour calculer les besoins en eau dans le chapitre 4. Le 3^{ème} chapitre pour les ressources en sol. Le 4^{ème} chapitre pour calculs des besoins en eau du périmètre. Dans le 6^{ème} chapitre nous avons dimensionné des différents ouvrages de transfert (adduction gravitaire, conduite de refoulement et station de pompage), de stockage (bâche d'eau) et distribution (réservoir).

Dans le 7^{ème} chapitre on a essayé d'étudier la projection et dimensionnement du réseau collectif ramifié d'irrigation aspersion et goutte à goutte-sous pression ainsi que l'ensemble des ouvrages (bornes d'irrigation, débit, diamètre et pression), et comme dans tous les projets de fin d'étude le 8^{ème} chapitre pour l'estimation du coût de projet.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.**I. Introduction**

La présente étude se base sur la régionalisation du diagnostic de la Commune de Yabous. Elle comporte les éléments suivants :

- Systèmes de production agro-sylvo-pastoraux (Agriculture, Elevage, Environnement) et leurs filières.
- Productions spécifiques, les autres activités rurales et le monde rural.
- Analyser les différentes contraintes, les potentialités/atouts et dégager les perspectives de développement des productions agro-sylvo-pastorales dans la zone d'étude ; c'est ainsi que les filières maraîchères et arboricoles peuvent constituer de véritables sources de croissance si elles sont mieux organisées et soutenues.

La commune de Yabous (anciennement Tagharist) fait partie du découpage administratif communal de l'ère coloniale et a joué un rôle important pendant la guerre de libération nationale, à l'instar des autres communes des Aurès. Son statut de commune date du découpage administratif de 1985. La population autochtone (Chaouias) se compose essentiellement de petites tribus, dont les principales sont :

Ouled Abdallah, Ouled Mahboub, Ouled Abdelaziz, Ouled Mafrej, Ouled Mohammed et Ouled Mjahed.

II. Présentation Générale De La Wilaya De Khenchela et De La Zone D'étude**II.1 Situation Géographique :**

La wilaya de khenchela, située à l'Est de l'Algérie, se présente comme une large bande appartenant à un grand ensemble géographique, c'est une zone montagneuse.

Elle est bordée à l'Ouest par les monts des Aurès, au centre par les monts de Nemamchas, au Nord par les hautes plaines de la wilaya autour des quelles gravitent les plateaux d'Ouled Rechache dans sa partie Nord-Est, enfin au Sud par les parcours steppiques et sahariens formant l'essentiel du territoire de la wilaya.

La wilaya de khenchela est subdivisée en 8 daïras avec une administration de base dont 21 communes, 7 Urbaines et 14 Rurales. La population a été estimée à 3732546 hab en 2008 assiégée sur une superficie totale de 9715km².

Du point de vue administratif la wilaya de khenchela est limitée par :

- la wilaya d'Oum El Bouaghi au Nord
- la wilaya de Batna au Nord-Ouest.

- la wilaya Biskra au Sud-Ouest.
- la wilaya de Tébessa a l'Est.

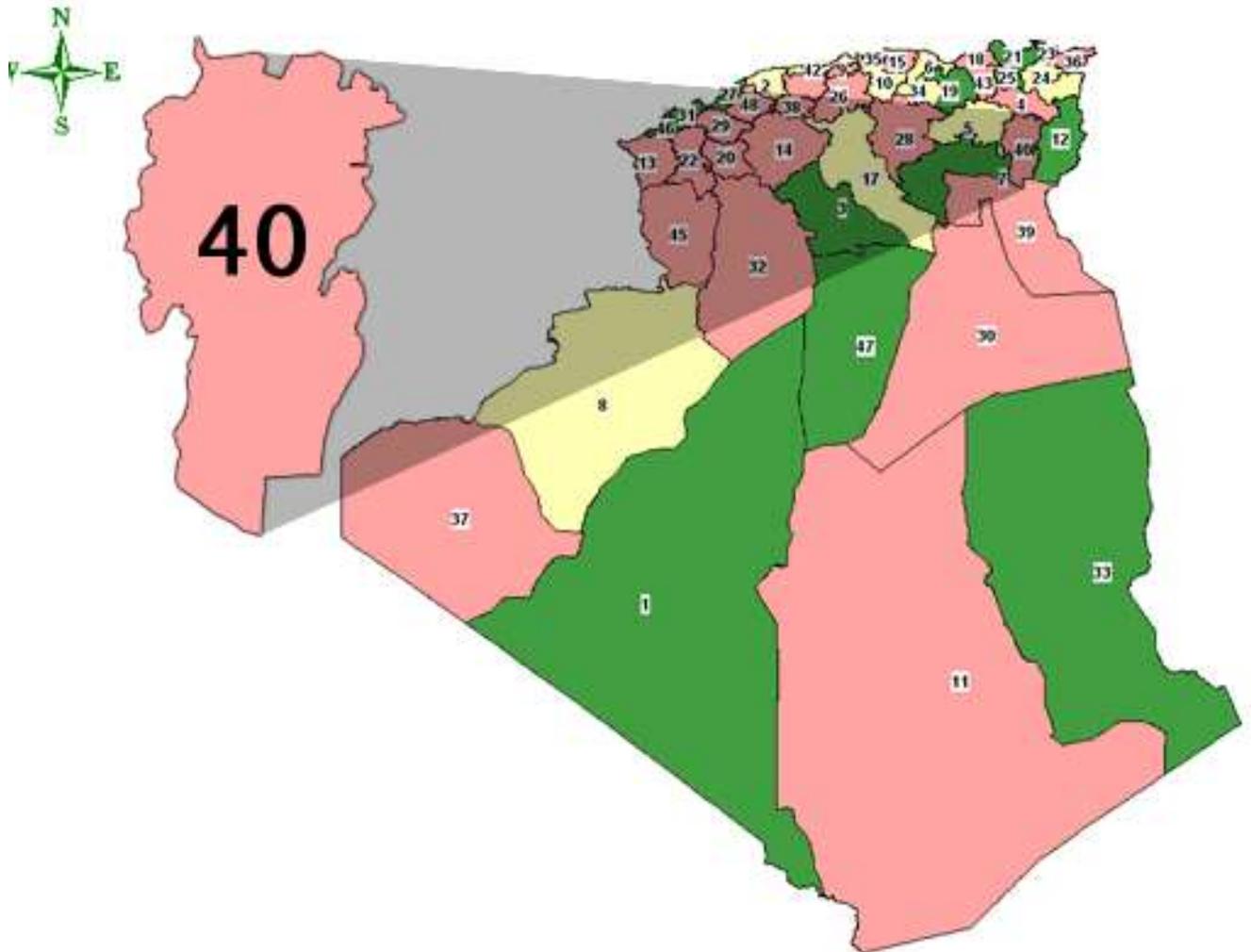


Figure 1 photo de situation de la Wilaya de Khenchela

L'aire d'étude se situe à 300 m en aval du barrage de Tagharist dans la partie Nord- Ouest et limitrophe de la commune de Tagharist, relevant administrativement de la daïra de Bouhmama. Elle est limitée au Nord par la chaîne montagneuse Delâa et Djebel Es Sekkoum, au Sud par Djebel Bou-Djeza, à l'Est par la commune de Yabous et le CW45 vers Touffana, à l'Ouest par Foug Krazza et la commune de Foug Toub. Relevant de la wilaya de Khenchela, elle est située entre les latitudes 1100 et 1200m

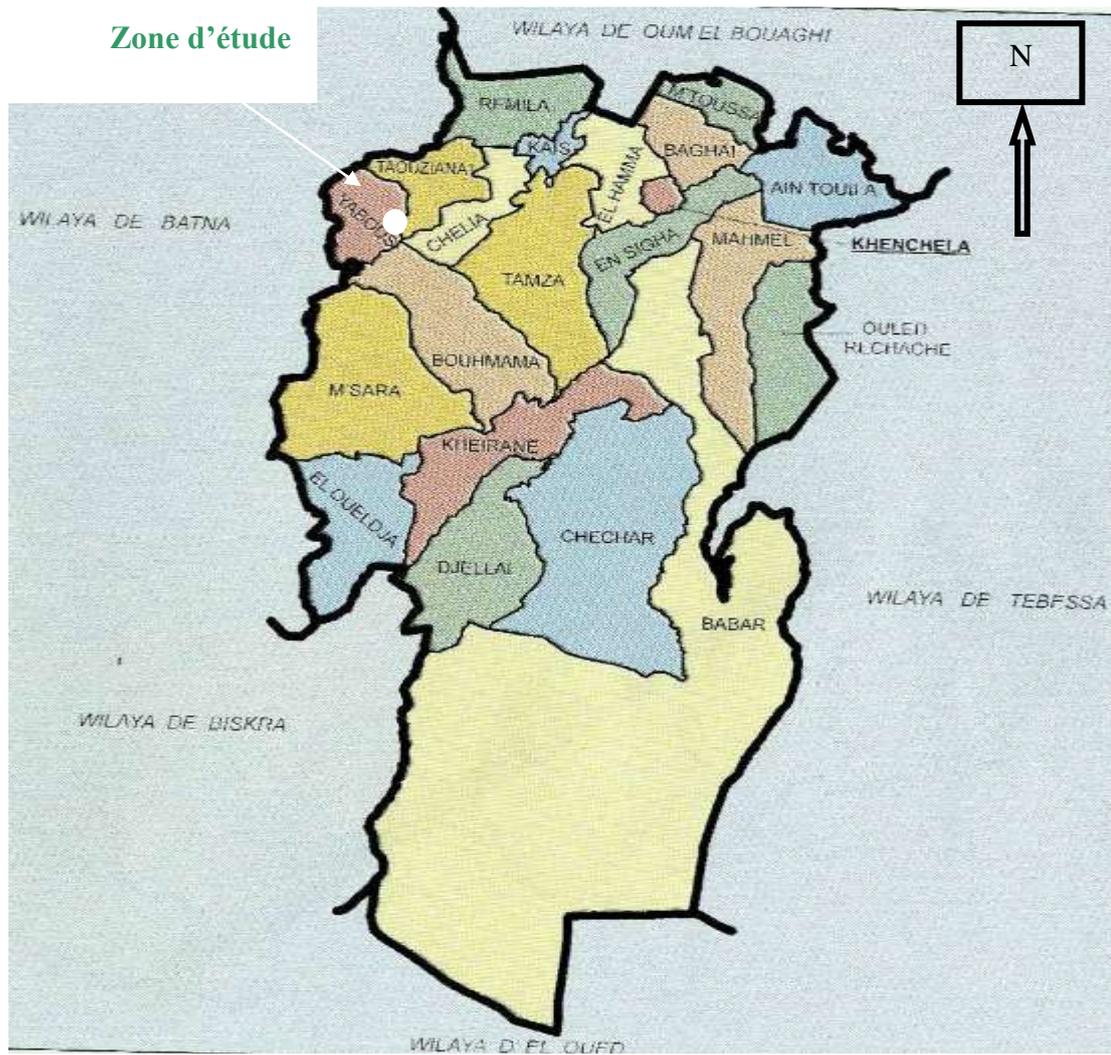


Figure 2 Carte de situation sans échelle de la zone d'étude

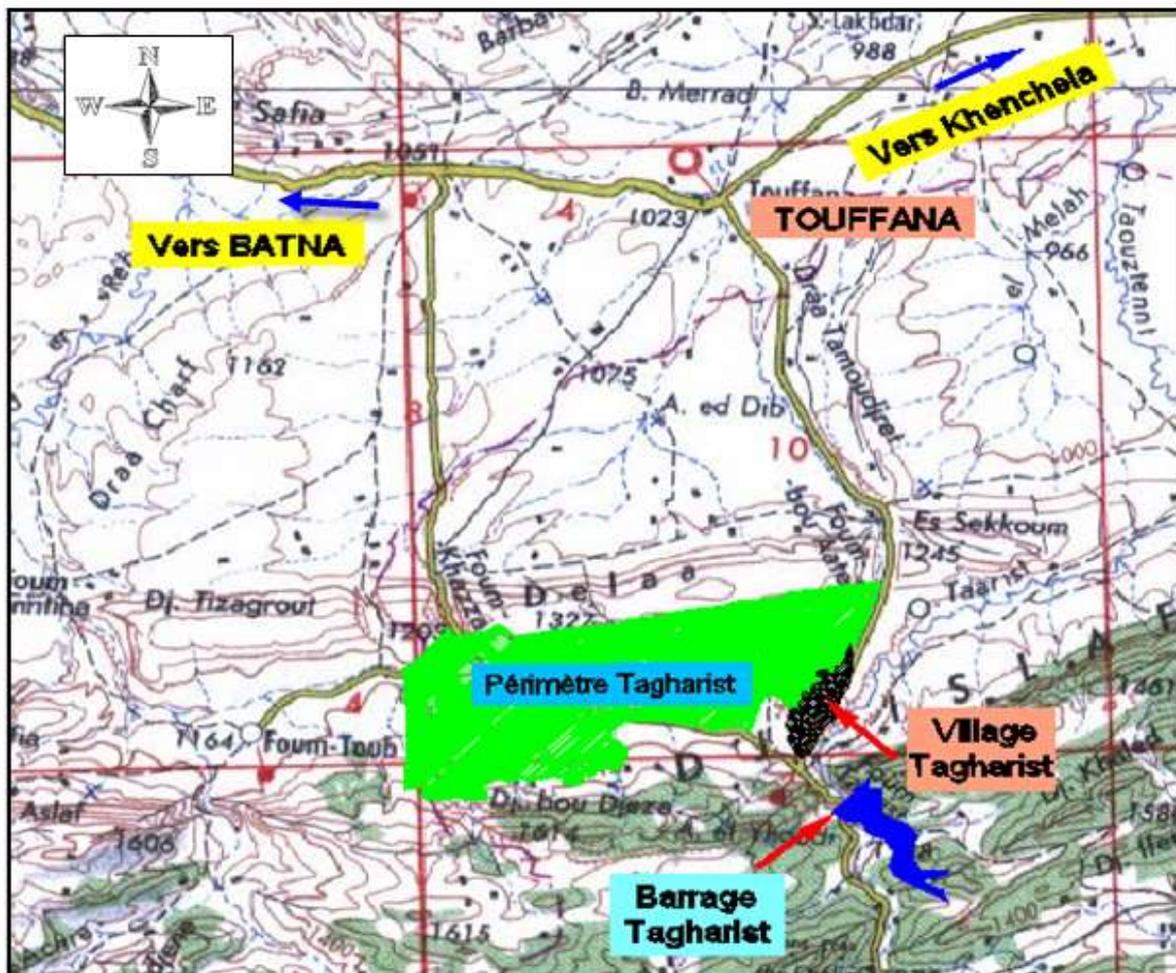


Figure 3 : Situation du périmètre extrait de la carte d'état-major 1/200.000 ème

II.2 Délimitation de la zone d'étude :

Sur la base de la carte des sols produite par l'étude pédologique au 1/200.000 d'une zone limitrophe au Barrage de Tagharist, nous avons procédé à la délimitation du périmètre pour une étude de mise en valeur.

Ce périmètre est situé sur une plaine alluviale encadrée entre deux chaînes montagneuses, au Nord par Délia et Djebel Es-Sekkoum et au Sud par Djebel Boujedza.

Le périmètre est drainé par un ensemble d'affluents le long des deux chaînes, ces derniers déversent dans l'Oued Yabous, formant une géomorphologie convexe-concave d'où la formation des monticules qui présentent une topographie ondulée et des pentes modérées.

La zone d'étude est caractérisée par quatre points cardinaux spécifiques :

La localité Fom Bouateb, La localité Yabous, chef-lieu de la commune, La localité Fom Kraza et la localité Ain-Mghat.

II.3 Réseau routier

La commune de Tagharist est distante de 10 km de la commune de Touffana wilaya de Khenchela, elle est traversée par le CW45.

L'accès au site du périmètre de Tagharist est possible à partir du CW45 qui relie la commune d'Ouled Fadel (Touffana) à Yabous ou par le CW160 qui relie Foum Toub à yabous.

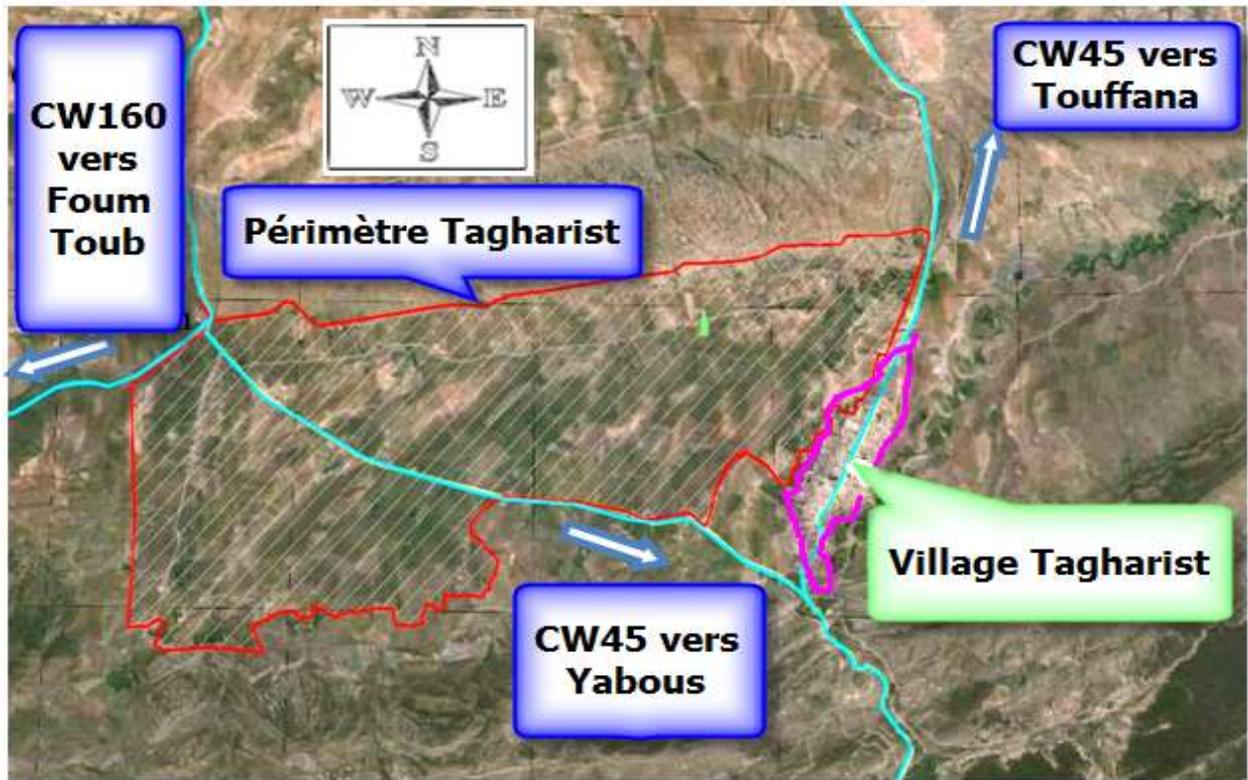


Figure 4 Situation du périmètre sur Photo satellite Source (ONID) Alger

II.4 Aperçu géomorphologique

Les collines et les montagnes au sud et au Sud-Est du périmètre de TAGHARIST, sont constituées de formations tertiaires, dont la composition minéralogique est variable.

Les roches les plus importantes sont : les calcaires, les marnes et les grés.

L'aire d'étude est donc formée d'un ensemble de collines à faibles altitudes et de plaine alluviale plus ou moins large. Ce relief bien que présentant des avantages certains pour le développement et l'intensification agricole, comporte toutefois des problèmes de drainage et d'assainissement dus essentiellement à l'importance de la pluviométrie et au changement de pente entre les sous bassins existants au sein du périmètre.

Les eaux de ruissellement ont tendance à provoquer des inondations et à influencer sur les conditions de la production agricole au niveau des terrasses et alluvions du périmètre constituant les terres basses dont les pentes n'excédant pas 8% sont considérées comme des terres irrigables.

Ces terres correspondent aux sols formés sur des alluvions. Quant à celles dont les pentes sont comprises entre 8% et 15%, il serait possible d'y mettre en place des cultures semi-intensives moyennant quelques techniques anti-érosives. En outre, toutes les cultures en sec peuvent être envisagées, compte tenu des aptitudes culturales des sols.

Les terres dont les pentes excèdent 15% ont des possibilités culturales plus réduites, généralement limitées à des secteurs plantés d'oliviers (Source : ANRH, Alger).

II.5 Réseau hydrographique

Le bassin versant étudié appartient à la classe de relief faible à moyen, selon la classification de l'ORSTOM (IRD, actuellement). Les pentes d'un niveau moyen à faible des lits d'oueds confèrent aux écoulements de surface un régime hydrologique particulier. Les écoulements en période de crues de ces oueds de montagne se caractérisent par un régime hydrologique torrentiel en période pluviale.

Le réseau hydrographique est constitué essentiellement par des affluents au régime torrentiel dont l'Oued principal est Oued YABOUS qui prend sa source depuis les hauteurs du Djbel BOU – DJEZZA, ce dernier faisant partie du massif des Aurès (Source ANRH Alger).

La figure I.5 illustre le bassin versant du site considéré avec le chevelu hydrographique de ses principaux affluents.

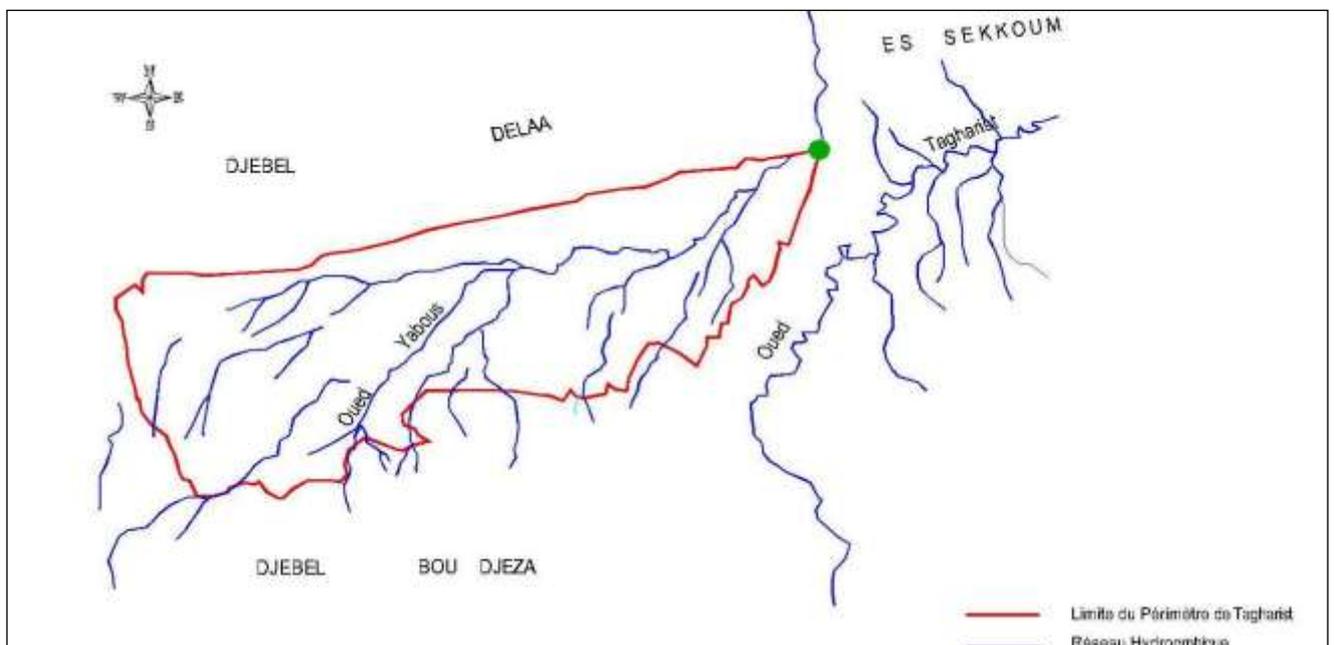


Figure 5 : Réseau Hydrographique du Périmètre de TAGHARIST sur Carte d'Etat-major

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE**I. Introduction :**

La climatologie intéresse l'agronome dans ses relations avec les cultures. L'agro climatologie peut être définie comme l'étude des réactions des cultures aux conditions du milieu climatique en vue notamment de délimiter leurs aires d'adaptation et d'évaluer cette adaptation en termes de productivité relative.

Le milieu climatique à deux composantes :

- Le climat atmosphérique ou climat proprement – dit.
- Le climat édaphique ou climat du sol.

Les caractéristiques physiques du sol jouent un rôle considérable dans la réalisation du bilan hydrique réel, ce bilan hydrique est fondamental, il est la résultante de toutes les caractéristiques du milieu climatique et permet de déterminer la quantité d'eau qui doit être mise à la disposition de la plante au cours de ses différentes phases végétatives.

Dans le cadre de cette étude sont présentées et analysées des données agro-météorologiques de la zone montagneuse de la daïra de Bouhmama.

II. Climatologie :**II.1 Les précipitations mensuelles (1969-2010) :**

Les données pluviométriques de base disponibles dans la région d'étude ont été Sélectionnées à partir de la série d'observation de l'Agence nationale des Ressources Hydrauliques(ANRH). Le réseau de l'ANRH aux environs du bassin versant de Tagharist Comporte plusieurs stations, seul le poste de Yabous (code070604) est localisé au sein du périmètre de 1000ha de Tagharist.

Il y a lieu de signaler que les stations présentent toutes des années lacunaires. Et que leurs Périodes de fonctionnement sont différentes, ce qui complique le choix d'une série représentative pour une période longue.

Tableau 1 : pluviométrie mensuelle (Moyenne de 10 ans sauf les stations de Yabous et Touffana sur 41 ans)

Commune		Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL	Moyenne
BOUHMAMA	BOUHMAMA		34,5	35,32	40,47	33,18	33,69	23,31	17,58	21,19	36,29	31,12	40,6	32,82	380,07	32
	ZIRIZ		14,25	16,88	34,63	20,88	17,25	17,88	31,71	17,14	46,13	20,13	16,88	11,75	266	22
TOUFFANA			26,84	18,58	28,9	31,41	35,31	15,96	6,2	11,48	35,95	24,59	21,5	24,89	281,64	23,5
YABOUS	YABOUS		33,25	28,84	44	41,36	12,35	10,15	9,97	11,89	14,68	21,35	36,77	34,6	299,21	24,93
	CANTINA		44,78	44,9	41,5	57,69	52,46	38,58	32,51	33	48,78	50,77	42,06	47,78	534,36	44,5
CHELIA			30,5	44,2	52,9	54,9	60,6	32,5	8,3	26,3	48,2	29,5	47,9	44,1	479,9	40
M'SARA			30,83	22,71	29,84	26,26	27,73	22,73	19,35	21,98	29,67	27,29	37,6	25,06	321,05	27

Les données pluviométriques mentionnées dans le tableau II.1 montrent que la moyenne annuelle est de l'ordre de 382.01mm dans la station de Yabous. Le mois le moins pluvieux affiche une valeur de 9.97mm, alors que les valeurs les plus élevées sont observées au mois de mars avec 46,49mm selon la carte des isohyètes de 1913-1960. Quant aux précipitations annuelles, elles varient entre 400 à 450mm (altitude de 1100-1200mm).

En comparant les données de la carte des isohyètes et les données de la station de Yabous, on remarque une grande variation.

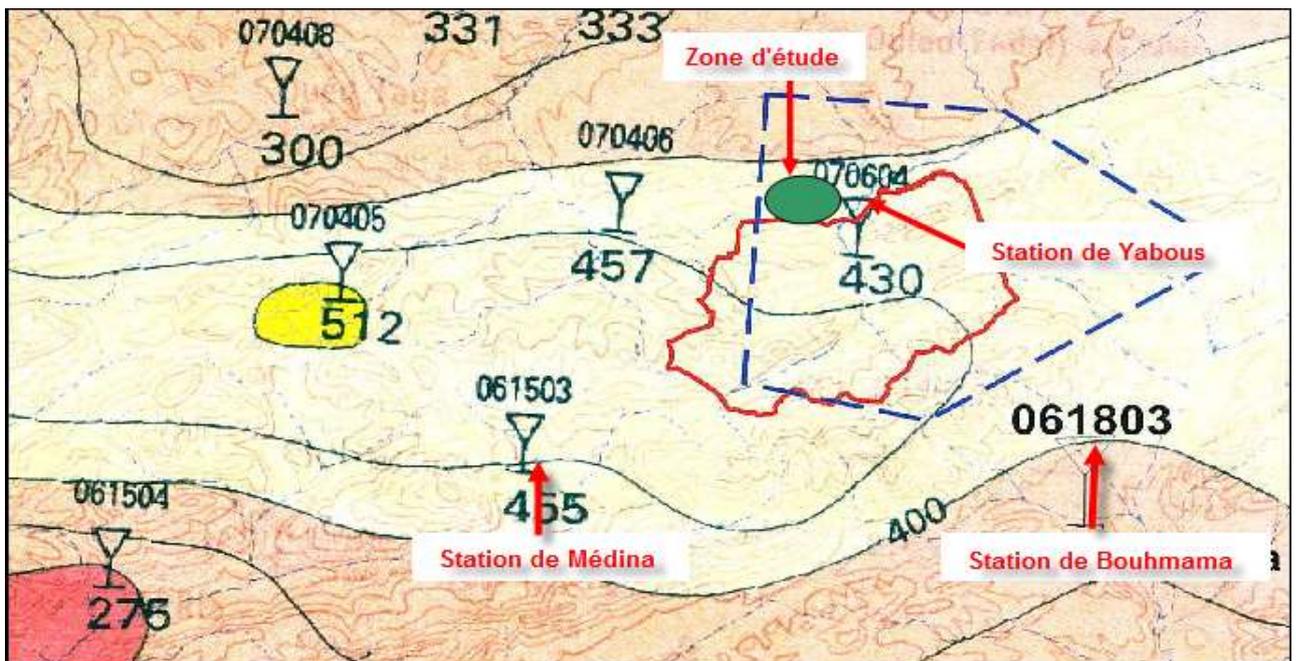


Figure 1 : Carte ANRH avec les isohyètes annuelles moyennes, (ANRH Alger)

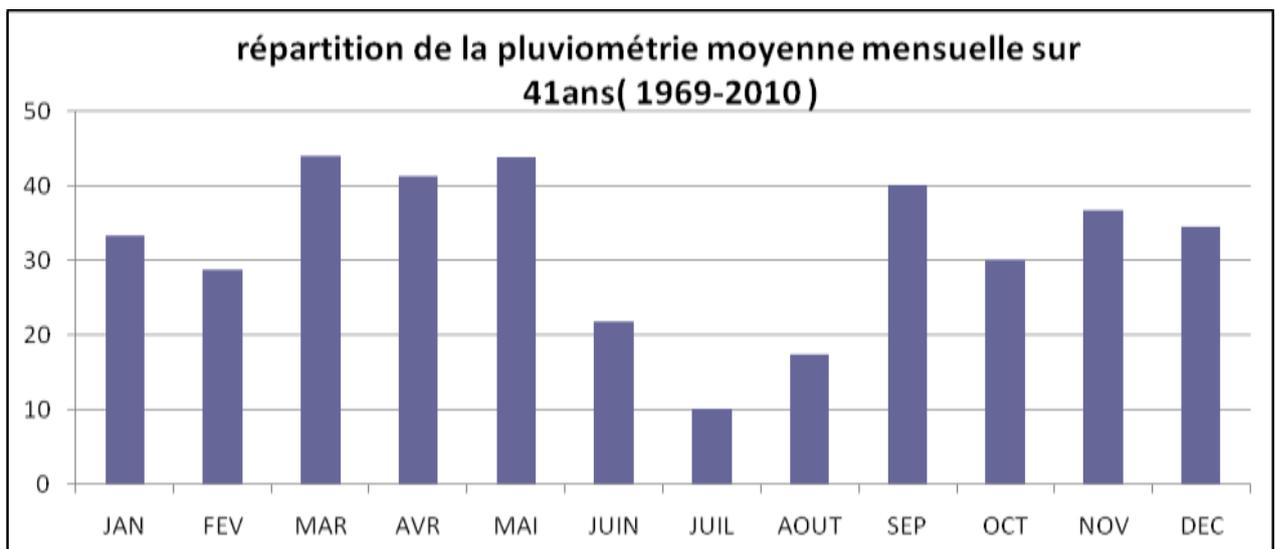


Figure 2 : pluviométrie moyenne mensuelle de la station de Yabous

La mauvaise répartition des pluies par mois et par saison ne permet pas de couvrir les besoins en eau de certaines cultures. D'après le tableau II.1 il est constaté dès le mois de septembre une augmentation de la pluviométrie jusqu'au mois de mai, puis une diminution plus lente jusqu'à juillet.

II.2 Température :

La température de l'air est un élément du climat dont les effets se font sentir sur le rendement des cultures ainsi que sur leur état sanitaire. Le développement des plantes peut être ralenti lorsque la température de l'air est trop basse ou trop élevée (gel ou échauffement), les tissus végétaux peuvent être détériorés, ce qui conduit à des réductions très importantes de la production. D'autres part, certaines gammes de températures associées à des conditions particulières d'humidité, exigent l'application de traitement défensifs appropriés, et ce qui intéresse le plus l'agriculteur c'est :

- D'abord la température moyenne journalière qui conditionne le développement des végétaux d'une part,
- Puis les températures extrêmes (minima et maxima) qui peuvent être responsable de dégâts importants d'autres parts, l'élévation de température tend à diminuer l'humidité relative provoquant ainsi un véritable stress hydrique pour les végétaux.

II.2.1 Présentation et analyse des températures :

Par manque de données sur la station de Yabous, nous avons utilisé la station de Bouhmama sur une série d'observation de 15 ans.

L'examen des valeurs du tableau .2 montre que le mois le plus froid est le mois de janvier, tandis que le mois le plus chaud est le mois d'août, la température moyenne annuelle est de 15.87°C.

Tableau 2 :Température enregistrées à la station de Bouhmama (1991-2006).

Mois	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
Moyenne des minima	0,99	0,4	1,43	5,02	9,53	12,88	15,28	17,17	13,28	8,42	3,53	1,41
Moyenne des maxima	9,41	9,49	13,74	17,49	24,11	28,57	32,14	32,87	27,9	20,5	14,43	10,1
Moyenne Mensuelle	4,21	4,55	7,59	11,26	18,82	25,73	33,71	31,02	20,59	18,16	8,98	5,76

Source : Station de Bouhmama Antenne (ONM) Alger.

En été, surtout durant les mois de Juillet et Août, les maxima atteignent 32°C, et restent par

Conséquent relativement modérés. En hiver, il n'est enregistré aucune température inférieure à 0°C, d'où l'absence de risque de gel sur la zone d'étude.

Par contre, nous signalons que la moyenne des minimas mensuels est inférieure à 4°C de la mi-novembre jusqu'au mois de Mars, et peut provoquer des risques de gelées nocturnes.

La température moyenne annuelle est égale à 13.64°C.

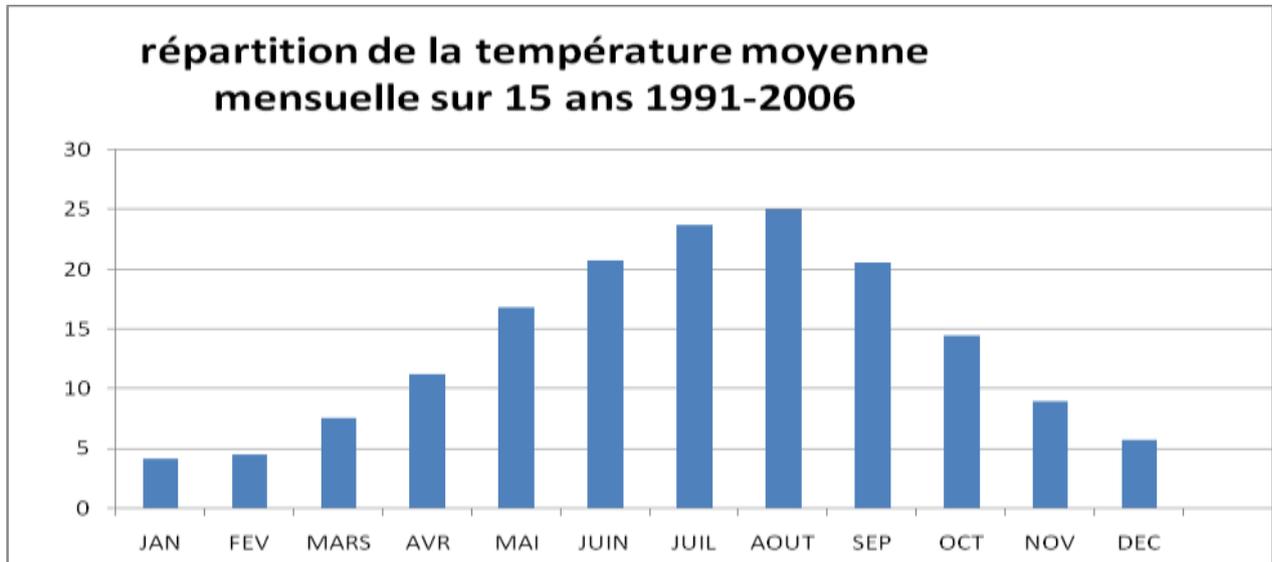


Figure 3 : Répartition moyenne mensuelle de la température

II.3 Humidité relative :

L'humidité relative ou état hydrométrique (exprimée en %) est le rapport de la tension de vapeur à la tension maximale.

Tableau 3 : Humidité de l'air enregistré à la station de Bouhmama (1991-2001)

MOIS	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
Moyenne des minima	33,6	41	43,53	47,75	43,86	43,82	39,11	34,53	28,17	23,76	23,63	25,26
Moyenne des maxima	71,15	73,2	77,47	81,91	84,51	85,41	84,67	78,73	72,31	63,27	63,95	63,26
Moyenne Mensuelle	52,37	57,1	60,5	64,83	64,19	64,61	61,89	56,63	50,24	43,51	43,79	44,26

Source : Station de Bouhmama Antenne (ONM) Alger.

Sachant que nous ne disposons pas de données concernant l'humidité relative pour la station de Yabous, nous avons pris en considération la station de Bouhmama.

L'humidité varie le plus souvent en fonction inverse de la température, c'est-à-dire au cours d'une journée de la période estivale (juin, juillet, août,), la température étant élevée, nous aurons

une humidité journalière faible à moyenne (30à65%) et inversement durant la nuit par disposition de la température ambiante, l’humidité tend à augmenter (80à100%). Par contre durant la période hivernale (décembre-avril), la température étant faible nous avons une humidité élevée (60à 80%)

D’après le tableau **II.4** l’humidité relative oscille autour de la valeur 55% (moyenne annuelle de 09 compagnes). L’augmentation de l’humidité relative est observée généralement la nuit où elle atteint les 100%, les minima moyenne variant entre 20 et 50%.

II.4 Les vents :

Les vents dominants chargés d’humidité soufflent dans la direction NO - O entre le mois d’Octobre et le mois de Mai, et SE –E de juin à septembre.

Tableau 4 :Répartition moyenne mensuelle des vitesses du vent moyen en (Km/h) période (1991-2004)

Mois	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
V (m/s)	7,4	6,8	7,4	8,3	8,1	7,5	7,6	6,7	6,5	6,3	8	9,2

Source : Station de Yabous Antenne (ONM) Alger.

II.5 Insolation :

Les valeurs mensuelles moyennes observées sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 5 :durée mensuelle de l’insolation totale en (heures / j) Période (1991-2004)

Mois	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
Moyenne mensuelle	6,1	6	7,2	7,9	8,8	10,6	11,3	10,4	8,8	7,4	6,3	5,8

Source : Antenne (ONM) Alger.

II.6 L’évaporation :

L’évaporation mensuelle varie de 105 à 240mm entre Avril et septembre. Sa répartition mensuelle montre une croissance régulière d’Avril à Juillet. La période d’octobre à Mars totalise 26% de la moyenne annuelle. L’évaporation moyenne varie entre 1300 et 1400 mm par an.

II.7 INDICES CLIMATIQUES :

Par indices, nous entendons une codification du climat par des formules dans le but de voir l’interférence des différentes variables de ce climat et leur action sur les plantes. Ces formules se basent principalement sur deux facteurs essentiels :

Pluviométrie et température

Les indices les plus connus sont ceux De MARTONE (1926) et EMBERGER (1932)

II.7.1 L'indice d'aridité de MARTONE :

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

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

Avec : P : précipitation moyenne annuelles en (mm)

T : température moyenne annuelle en (°C)

I_A : indice d'aridité

Les limites des climats d'après l'indice climatique de MARTONNE sont donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6 :Classification de climats selon MARTON

Valeur de I _a	Type de climat	Irrigation
I_a<5	désertique	Indispensable
5<I_a<10	Très sec	Indispensable
10<I_a<20	Sec	Souvent indispensable
20<I_a<30	Relativement humide	Parfois utile
I_a>30	humide	Inutile

P = 382mm T = 13.64°C

$$I_a = \frac{382}{13,64 + 10} = 16,16$$

Selon l'indice d'aridité calculé, on constate d'après la classification ci-dessus, que la région est soumise à un régime du climat sec et l'irrigation est souvent indispensable.

II.7.2 Quotient pluviométrique d'EMBERGER :

Cet indice a pour but la détermination de l'étage bioclimatique :

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

Où Q : coefficient pluviométrique d'EMBERGER

P : précipitation moyenne annuelle en (mm)

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

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

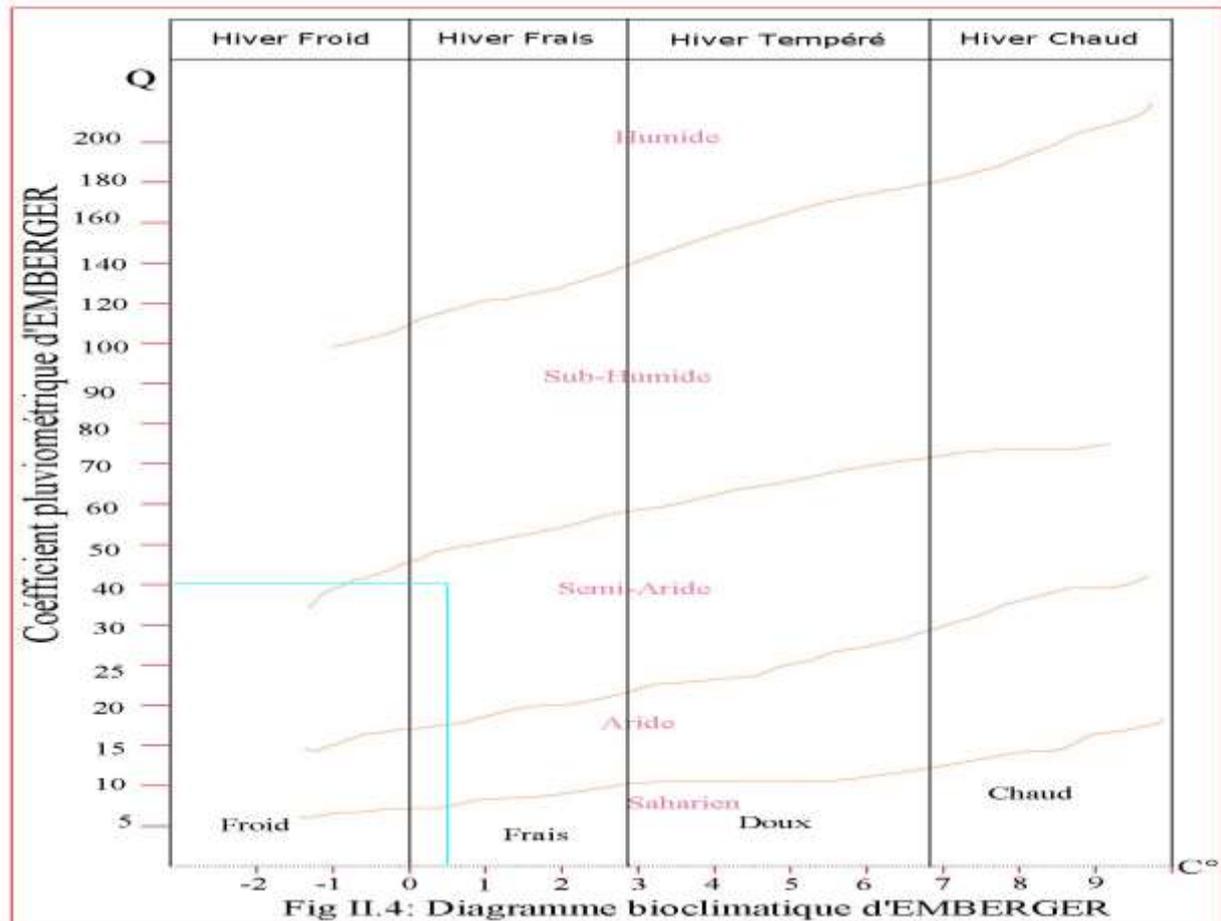
P=382 mm ; M = 32,87 °C ; m = 0,4°C

D'où **Q = 40,62**

En portant la valeur de (Q) dans le diagramme bioclimatique d'EMBERGER, (fig. II.4), et en fonction de la température moyenne minimale du mois le plus froid, on peut confirmer que notre région se situe dans :

- L'étage bioclimatique : Semi-Aride
- Sous étage : Hiver Frais.

Figure 4 Diagramme bioclimatique d'EMBERGER



II.7.3 Climogramme pluviométrique de BAGNOULS ET GAUSSEN :

Il est établi selon la méthode mise au point par F. BAGNOULS et H. GAUSSEN Ce diagramme nous permettra donc d'évaluer l'intervalle de saison sèche et humide, et sa position dans le temps, en faisant intervenir la pluviométrie et la température sur un même graphique. (Voir figure) II.5

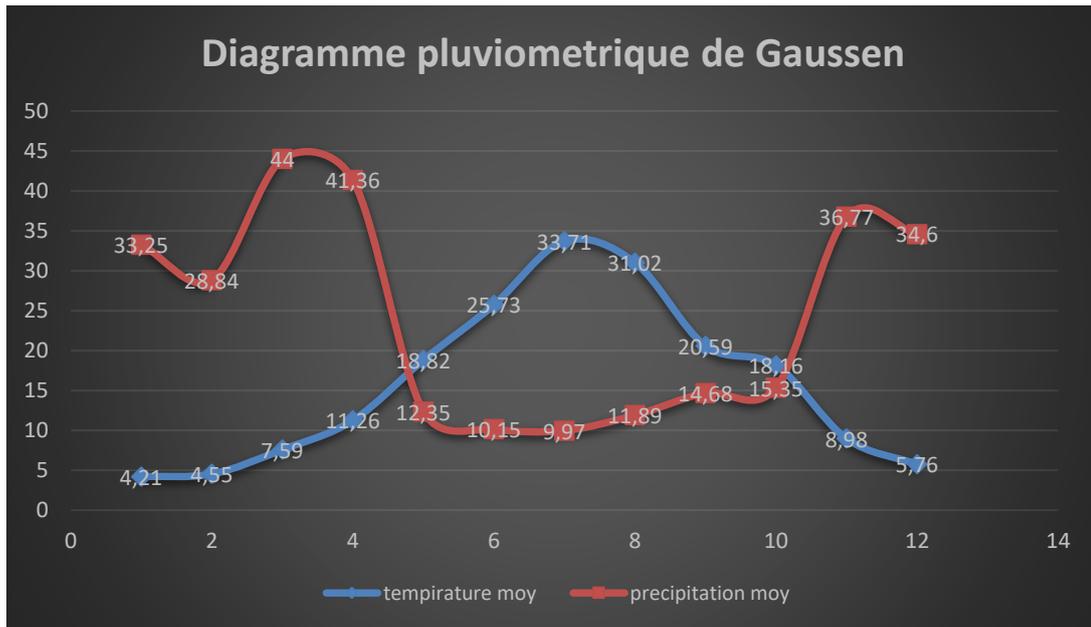
Description du graphe :

Les deux courbes se croisent et la surface délimitée mesure l'intensité de la saison sèche et la saison humide, la différence des abscisses nous donne la durée de la saison.

La saison humide est de 6 mois allant du mois novembre jusqu'au mois de Mai.

La saison sèche s'étale sur 6 mois, allant du mois de Juin jusqu'au mois d'.

Figure 5 : Climatologie pluviothermique de GAUSSEN



III. HYDROLOGIE

III.1 L'objectif :

L'objectif principal de l'étude hydrologique c'est de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquence donnée qui nous a conduites à calculer les besoins en eau des cultures implantées.

L'hydro climatologie du secteur d'étude s'est basée sur les données climatologiques de trois stations proches du secteur d'étude : Yabous, Chelia et Bouhmama. Tableau 7 :Caractéristiques des stations pluviométriques

Nom de la station	Code	Coordonnées en lambert		Altitude (m)	Période d'observation	Nombre d'années observées
		X (Km)	Y (Km)			
Yabous	070604	858.45	239.45	1200	1969-2010	41
CHelia	070606	102.75	202.50	1260	1971-2010	39
Bouhmama	070605	117.45	203.45	110	1974-2004	30

III.2 Choix de la station représentative de la Zone d'étude :

- Localisation géographique, presque au centre du périmètre
- Les relevés de la station s'étalent sur une période d'observation acceptable (quarante et un ans d'observations).

L'altitude de la station pluviométrique a une valeur proche de l'altitude moyenne du bassin versant du Yabous, environ 1200m.

Tableau 8 : Précipitation mensuelle de la station de Yabous (coude 070604) sur 41 ans
Source : Station de Yabous Antenne ANRH Alger.

Année	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SET	OCT	NOV	DEC	ANNUEL
1969-1970	22,2	2	23,8	166,1	70	12	0	8	86,4	213,1	0	40,4	644
1970-1971	24	43	30,3	0,8	63	16,4	0	12	8	5,7	0	12	215,2
1971-1972	53,9	46,9	94,9	147,6	56,9	23,5	5,4	22,5	84,7	9	54	26,9	626,2
1972-1973	22,8	25,5	110	16,3	0	31	0	41,6	113	61,7	13	22,9	458
1973-1974	8,3	17,5	47,3	52,2	12,8	28,8	19,3	1,5	19,7	13,3	3,8	179	403
1974-1975	35,6	65,2	46,1	67,1	76,2	2,5	0,1	10,2	20,9	47,1	25,3	5,6	401,9
1975-1976	45,6	47,8	84	52,3	68	65,6	30,8	16,5	60,9	8,9	80	11,3	571,7
1976-1977	15,2	4,6	47,5	67,1	75,7	22,2	0	29,3	81,7	27,5	111	26,1	507,9
1977-1978	6,5	22,3	17,6	7,5	20,2	11,7	0	42,5	0	1,9	142,4	1,7	274,3
1978-1979	15,9	61,4	17,7	99,1	21,8	38,8	3	0	2,6	55,7	2,8	1,8	320,6
1979-1980	14,1	47,4	84,2	48,7	70,4	5,2	0	0	73,5	16,5	12,7	14	386,7
1980-1981	5,1	57,1	46,1	19,8	20,4	53,8	0	0	49,8	0,8	43,8	105	401,7
1981-1982	49,6	40,3	24,5	103,2	88,2	26,3	0,7	7,5	83,9	15,3	5,7	18,3	463,5
1982-1983	1,4	17,7	24,4	4,3	11,5	9,3	0	0	21,2	65,3	153,4	14,6	323,1
1983-1984	38,5	75,3	46,8	16,2	1,1	0,5	0	0	0,6	66,8	3,2	22,9	271,9
1984-1985	42	10,2	35	15,5	97,6	4,4	1,7	0	0,8	83,6	27,2	53,1	371,1
1985-1986	10,4	13,7	133	49,1	26,2	3	0	0	35,2	27,9	2,6	12,2	313,2
1986-1987	14,1	37,5	22,1	2	46,4	8,4	10,2	19,4	35,5	24,2	66,5	28,4	314,7
1987-1988	16	18,5	16,1	18,2	46,3	81,3	0	0	18,7	15,8	27	25,4	283,3
1988-1989	6,7	18,4	24,5	27,9	31,7	43,9	12,8	104,1	4	10,2	42,8	16,9	343,9
1989-1990	167,6	0	70,2	69,4	106,9	11	2,6	23	35	7	12,2	23,9	528,8
1990-1991	5,8	19,3	91,8	55,1	29,9	5,8	33,3	14,3	9,9	11,4	66,8	40	383,4
1991-1992	64,9	23,1	56,7	33	84,7	5,9	23,3	14,6	16,2	45,5	32	17,2	417,1
1992-1993	10,5	22,6	48	7,2	20,8	4,4	0	5,4	45,2	11,9	49,3	52,5	277,8
1993-1994	45,9	8,8	48,1	24,6	1,8	1,5	8,6	38,1	15,2	1,8	10,1	31,4	235,9
1994-1995	62,5	1,5	69,9	15	2,8	18,7	23,6	10,8	42,4	38,7	5,7	15,8	307,4
1995-1996	71	154,1	75	48,7	5,5	24	16,7	5	42,6	38,3	9,8	19,4	510,1
1996-1997	18,2	3,9	8,6	25,5	11,4	2,4	0	28,9	23,7	0	2,5	13,7	138,8
1997-1998	6,8	36,8	48,5	17,5	47,7	24,4	0,5	2,6	47,4	56,3	77,7	61,6	427,8
1998-1999	78,5	24,6	11,3	2,8	18,3	9,4	0	0,2	15,5	26,6	40,1	25,6	252,9
1999-2000	12,2	4,4	10	2,5	46,6	23,5	0	5	16,4	6,5	80,3	95,9	303,3
2000-2001	36,7	0	3,2	5,8	29,4	0	2,6	15,5	31,5	11,3	6,4	5,2	147,6
2001-2002	14,1	22,7	34,1	14	31,6	21	12	41,1	69,6	30,8	18,7	13,4	323,1
2002-2003	83,3	45,9	29,1	91,3	16,7	56,7	2,8	0	10,4	15,3	88,3	29,6	469,4
2003-2004	16,2	8,5	42,8	42	138,3	51	13,1	37,4	86	47,1	22,4	29,7	534,5
2004-2005	15,7	26	15,6	39,6	7,6	55,2	25,9	1,6	30,4	5,1	87,7	103	413,7
2005-2006	67,9	40,3	4,6	45	117,9	47,6	37,4	16,1	35,3	12,7	36,9	48,1	509,8
2006-2007	6,2	26,3	72,2	63,6	27,6	3,3	0,6	43,7	41,5	21,6	22,3	65	393,9
2007-2008	2,8	3,9	12,4	10	89,8	5,6	77,8	62,5	96,6	27,2	8,6	46,3	443,5
2008-2009	85,9	12,9	55,8	78,5	27,2	1,8	10	21,9	66,4	41,3	9,1	29	439,8
2009-2010	42,9	24,7	19,9	23,8	32,3	30,5	34	9,1	65,3	9,9	3,6	12	308
MOY	33,256	28,84	44	41,36	43,88	21,763	9,971	17,36	40,09	30,16	36,77	34,6	382,04

III.3 Homogénéité de la série pluviométrique :

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon :

C'est le plus puissant des tests non paramétriques. Soient 2 variables aléatoires Y et X , représentant respectivement 2 séries de précipitations annuelles de taille N_1 et N_2 .

Y étant la série à étudier et X étant la série de base avec $N_2 > N_1$. Si l'échantillon Y nouveau YUX est également issu de la même population que l'échantillon.

On classe les éléments de ce nouvel échantillon YUX par ordre décroissant et on associe à chacune des valeurs le rang qu'elle occupe dans cette nouvelle série. Si une valeur se répète plusieurs fois, il faut lui associer le rang moyen qu'elle détermine.

On calcule les quantités W_y et W_x :

W_y représente la somme

des rangs de Y et c'est celle qui nous intéresse et est égale à :

$$W_y = \sum_{i=1}^n \text{rang } Y = 1+3+4+\dots+13+17+\dots+n$$

$$W_x = \sum_{i=1}^n \text{rang } X = 2+5+\dots+12+14+15+16+\dots+n_1$$

L'hypothèse nulle est vérifiée si :

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

$$W_{\min} = \left[\left(\frac{(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - 1}{2} \right) - 1,96 \times \left(\frac{N_1 \times N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{0,5} \right]$$

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

$$W_y = 1+2+3+8+10+11+17+18+19+21+23+25+27+29+35+36+39 = 324$$

$$W_{\min} = 282.43$$

$$W_{\max} = 431.57$$

Le tableau suivant détaille le procédé de Test d'homogénéité pour la station de Yabous code (070604).

Tableau 9 : Test d'homogénéité

Rang	Série d'origine p(mm)	Série Y(mm)	Série X(mm)	Décroissant (mm)	Y Union X
1	644	644	314,7	644	Y
2	215,2	215,2	283,3	626,2	Y
3	626,2	626,2	343,9	571,7	Y
4	458	458	528,8	534,5	X
5	403	403	383,4	528,8	X
6	401,9	401,9	417,1	510,1	X
7	571,7	571,7	277,8	509,8	X
8	507,9	507,9	235,9	507,9	Y
9	274,3	274,3	307,4	469,4	X
10	320,6	320,6	510,1	463,5	Y
11	386,7	386,7	138,8	458	Y
12	401,7	401,7	427,8	443,5	X
13	463,5	463,5	252,9	439,8	X
14	323,1	323,1	303,3	427,8	X
15	271,9	271,9	147,6	417,1	X
16	371,1	371,1	323,1	413,7	X
17	313,2	313,2	469,4	403	Y
18	314,7		534,5	401,9	Y
19	283,3		413,7	401,7	Y
20	343,9		509,8	393,9	X
21	528,8		393,9	386,7	Y
22	383,4		443,5	383,4	X
23	417,1		439,8	371,1	Y
24	277,8		308	343,9	X
25	235,9			323,1	Y
26	307,4			323,1	X
27	510,1			320,6	Y
28	138,8			314,7	X
29	427,8			313,2	Y
30	252,9			308	X
31	303,3			307,4	X
32	147,6			303,3	X
33	323,1			283,3	X
34	469,4			277,8	X
35	534,5			274,3	Y
36	413,7			271,9	Y
37	509,8			252,9	X
38	393,9			235,9	X
39	443,5			215,2	Y
40	439,8			147,6	X
41	308			138,8	X

282.43 < 324 < 431.57

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

III.4 Ajustement de la série pluviométrique :

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

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

III.4.1 La simulation des apports annuels avec le logiciel HYFRAN nous donne les résultats suivants : Ajustement à la loi Normale :

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int \text{Exp}\left(\frac{-1}{2xu^2}\right)$$

Pour notre projet, il sera utile de connaître les variations annuelles de la précipitation pour une période de retour de 5 ans.

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de Yabous sont regroupés dans le tableau et la figure :

Tableau 10 :Ajustement à la loi Normale

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
5.0	0.8000	481	21.5	438-523
3.0	0.6667	432	19.2	394-470
2.0	0.5000	382	18.4	345-418
1.2500	0.2000	282	21.5	240-325

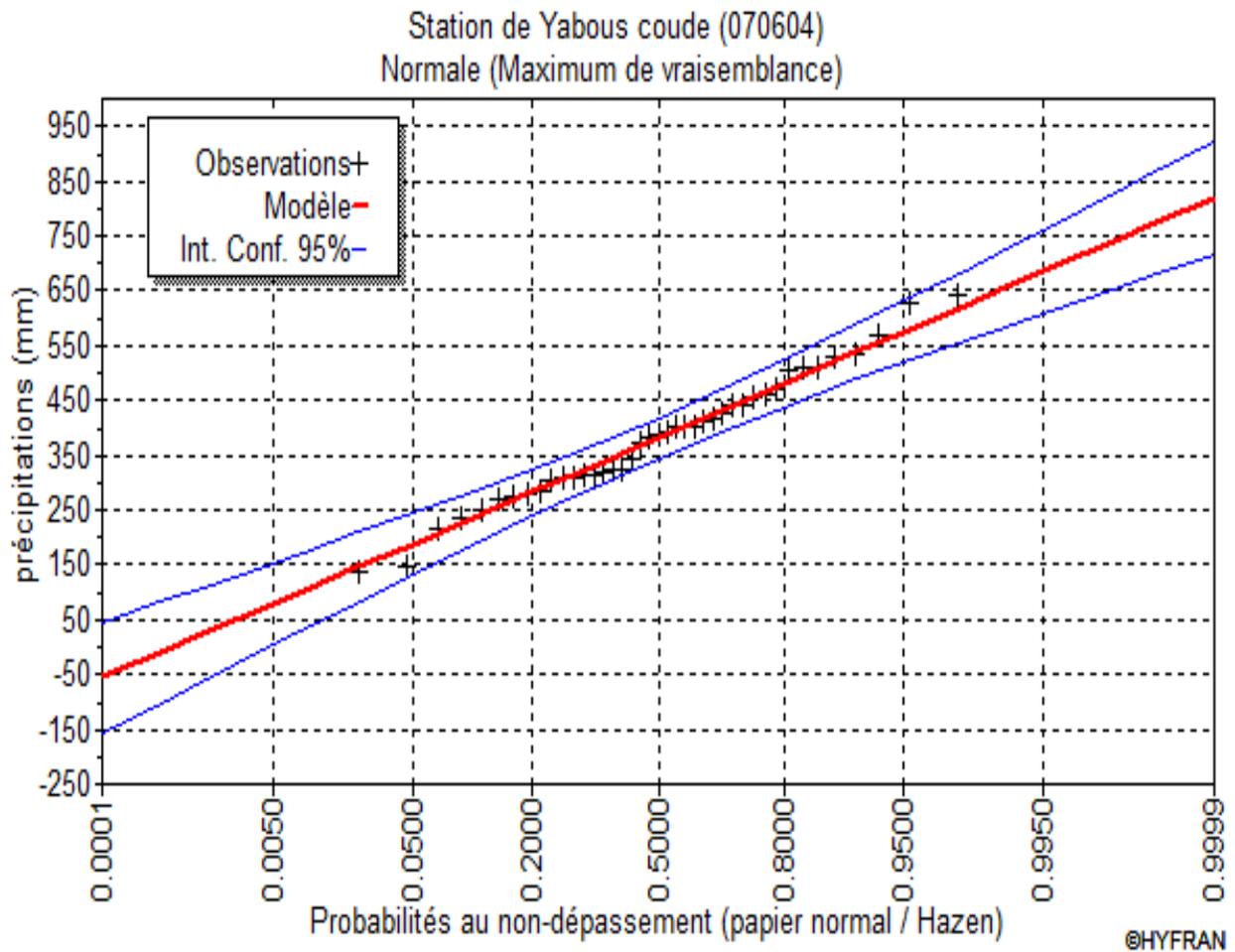


Figure 6 : graphique de l'ajustement à la loi Normal

Statistiques de base

Nombre d'observations	41
Minimum	138.8
Maximum	644
Moyenne	382
Ecart-type	118
Médiane	386

• **Test de validité d'un ajustement:**

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

$$\chi^2_{\text{cal}} = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - \mu_i)^2}{\mu_i}$$

$$\lambda = K - 1 - P$$

Avec : P le nombre de paramètres, dont dépend la loi de répartition

$$\chi^2_{calculée} < \chi^2_{théorique} \quad \text{soit} \quad \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - \mu_i)^2}{\mu_i} < \chi^2_{(1-\alpha), p}$$

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

Le test de validité de Khi carrée pour l'ajustement à la loi Normale est fait par le logiciel

Hyfran.

Test d'adéquation : Loi Normale

Résultats

Khi carré = 8.29

Probabilité p (χ^2) = 0.1412

Degrés de liberté : 5

Nombre des classes 8

III.4.2 Ajustement à la loi Log-Normale (GALTON) :

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de Yabous sont regroupés dans le tableau et la figure :

Tableau 11 :Ajustement à la loi Log Normale

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	1290	195	905-1670
2000.0	0.9995	1110	152	815-1410
1000.0	0.9990	1040	134	775-1300
200.0	0.9950	872	97.4	681-1060
100.0	0.9900	801	82.8	638-963
50.0	0.9800	730	69.1	594-865
20.0	0.9500	635	52.2	532-737
10.0	0.9000	561	40.5	481-640
5.0	0.8000	482	30.0	424-541
3.0	0.6667	419	23.4	374-465
2.0	0.5000	362	19.3	324-400
1.4286	0.3000	303	17.2	269-337
1.2500	0.2000	272	16.9	239-305
1.1111	0.1000	234	16.9	201-267
1.0526	0.0500	207	17.0	173-240
1.0204	0.0200	180	17.0	146-213
1.0101	0.0100	164	16.9	131-197
1.0050	0.0050	150	16.8	118-183
1.0010	0.0010	126	16.3	94.3-158
1.0005	0.0005	118	16.1	86.4-149
1.0001	0.0001	102	15.4	71.7-132

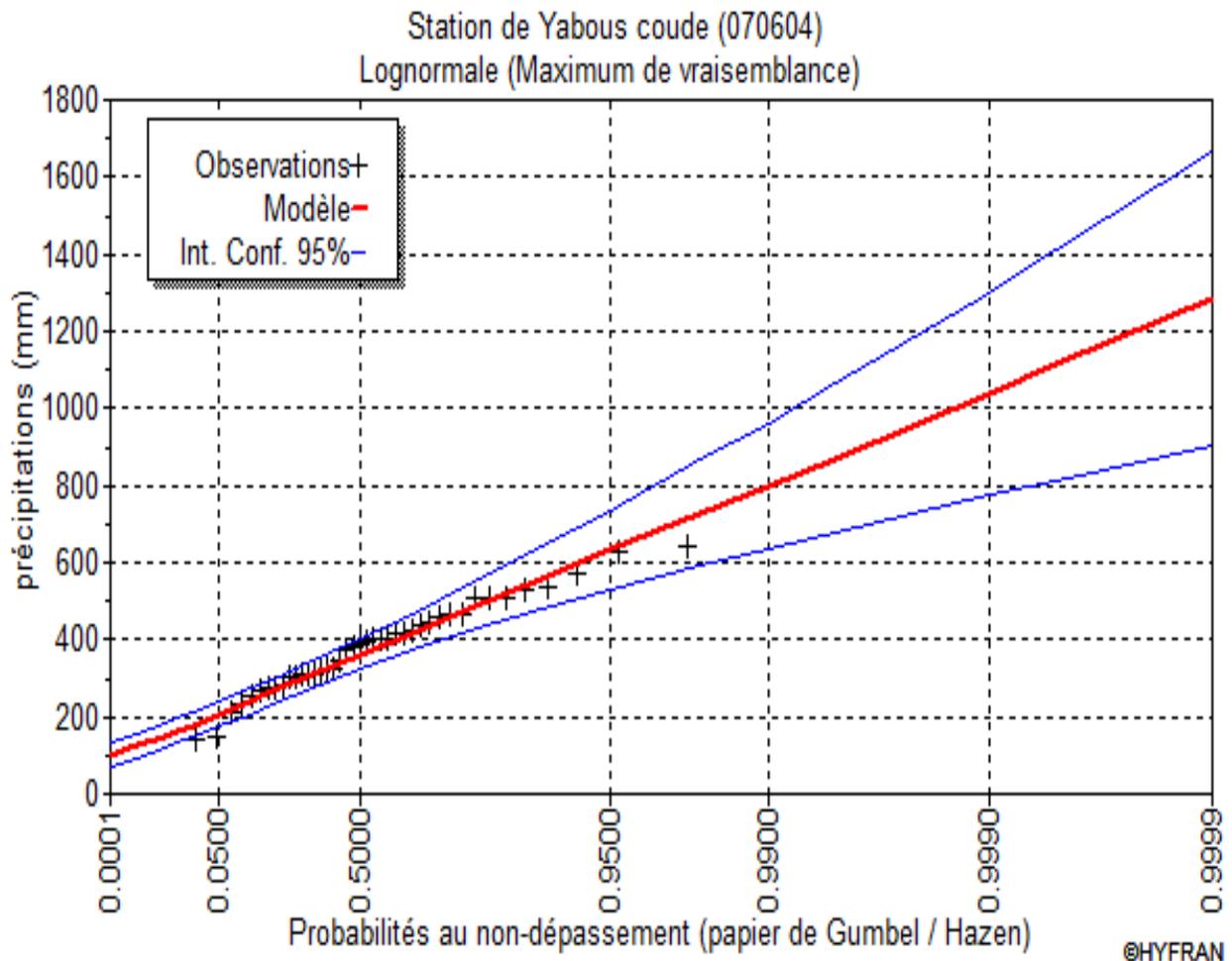


Figure 7: graphique de l'ajustement à la loi Log Normal

Statistiques de base

Nombre d'observations 41

Moyenne 384

Ecart-type 135

Médiane 362

• **Test de validité de l'ajustement à la loi Normale :**

Le test de validité de Khi carrée pour l'ajustement à la loi Normale est fait par le logiciel

Hyfran.

Test d'adéquation : Loi Log Normale

Résultats

Khi carré = 8.37

Probabilité $p(\chi^2) = 0.1372$

Degrés de liberté : 5

Nombre des classes 8

Le test de Khi carré et les Figure II.5; Figure II.6 montrent que la loi Normale présente une adéquation meilleure que la loi Log Normale.

III.4.3 Détermination de l'année de calcul :

Détermination de l'année de calcul à pour but de connaître la quantité de pluie qui peut être utilisée par la plante ; elle est une fraction de la pluie efficace (pluie de probabilité 80%), (de l'année de calcul de P80%)

Pour trouver la pluviométrie moyenne mensuelle de probabilité 80% on utilise la loi suivante :

$$P_{\text{moy}80\% \text{ de chaque mois}} = P_{\text{moy de chaque mois}} \cdot \frac{P_{\text{théorique (20\%) annuelle}}}{P_{\text{théorique (50\%) annuelle}}}$$

$$P_{\text{théorique}20\% \text{ annuelle}} = 272\text{mm}$$

$$P_{\text{théorique}50\% \text{ annuelle}} = 362\text{mm}$$

- **Détermination de l'année de calcul :**

Puisque loi Log Normale est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne annuelle représentative de la région

Les résultats de calcul donnés par le tableau suivant :

Tableau 12 :Pluviométrie moyenne pour chaque mois en mm.

Mois	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
P_{moy} (mm)	33,26	28,84	44	41,36	43,88	21,76	9,971	17,36	40,09	30,16	36,77	34,6
P_{80%_{moy}} (mm)	24,94	21,63	33	31,02	32,91	16,32	7,478	13,02	30,07	22,62	27,57	25,95

IV. Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons dégagé les principales caractéristiques climatiques de notre région d'étude.

De l'examen des données, il ressort que la région d'étude jouit d'un climat sub-humide avec un régime pluviométrique variable en volume et en répartition dans le temps. L'année est caractérisée par des hivers pluvieux, des printemps généralement humides et des étés secs.

Cette étude a permis de reconstituer l'année de pluie mensuelle de probabilité 80% pratiquement.

CHAPITRE III : RESSOURCES EN SOL

I. INTRODUCTION :

Le but de l'étude des ressources en sol est la recherche de terrains irrigables, la connaissance de leurs diverses caractéristiques physico-chimiques et leurs aptitudes culturales, en vue de leur mise en valeur.

Les caractéristiques physiques du sol jouent un rôle considérable dans la réalisation du bilan hydrique réel, ce bilan hydrique est fondamental, il est la résultante de toutes les caractéristiques du milieu climatique et permet de déterminer la quantité d'eau qui doit être mise à la disposition de la plante au cours de ses différentes phases végétatives.

II. RESSOURCES EN SOL

- ✓ **Superficie pédologique étudié 200 ha**
- ✓ **Superficie à aménager (irriguée) 195.18 ha**

Ce sont des sols facilement aménageables et ils ne présentent pratiquement pas de contraintes pour la mise en culture en irriguée. Cette catégorie de classe englobe les sols calcimagnésiques et les sols peu évolués d'apport n'ayant pas de contraintes physico-chimique sévères (texture moyenne, propriétés physiques améliorées, salinité très faible, pente favorable).

Ces sols nécessitent des travaux :

- ✓ De labour profond et sous solage,
- ✓ D'apport d'amendement organique,
- ✓ D'installation de brise vent.

Cette Zones est très bonne pour l'arboriculture telle que (pêcher sur amandier, amandier sur franc, olivier, figuier, bonnes pour la plupart des cultures maraichères, sauf pour le haricot vert, aubergine, et asperge (des cultures à exclure).

II.1.1 Méthode de mesure de la conductivité hydraulique dans le périmètre de Tagharist

La méthode Porchet permet de mesurer la conductivité hydraulique horizontale déterminée au champ. Cette méthode peut être à niveau variable ou à niveau constant.

1. Fiche de calcul de la méthode de Porchet

- Profondeur du trou, diffère d'une zone à une autre,
- Diamètre du trou 8cm

- Hauteur entre le sol et l'eau diffère d'une zone à une autre,
- Pas d'abaissement de l'eau en minute selon la vitesse d'infiltration.

Dans notre cas, on a effectué l'essai à niveau constant. Les mesures de type Porchet à niveau constant sont préconisées pour l'évaluation de l'infiltration dans le sol pour les installations d'assainissement. La valeur de la perméabilité K en m/s est :

$$K = \frac{\text{débit}_{\text{moyen}}}{\text{surface}_{\text{totale}} \text{trou}}$$

2. Ordre de grandeur de la conductivité hydraulique

- Très petite perméabilité, $K_s < 10^{-7} \text{ m/s}$
- Petite perméabilité, $10^{-7} \text{ m/s} < K_s < 10^{-6} \text{ m/s}$
- Perméabilité moyenne, $10^{-6} \text{ m/s} < K_s < 10^{-5} \text{ m/s}$
- Grande perméabilité, $10^{-5} \text{ m/s} < K_s < 10^{-4} \text{ m/s}$
- Très grande perméabilité $10^{-4} \text{ m/s} < K_s$

II.1.2 Calcul de la perméabilité :

Vu que la nappe se trouve à une profondeur dépassant 8 mètres, nous avons utilisé la méthode de Porchet pour la mesure de la perméabilité « in-situ ».

Cette méthode, bien qu'elle ne donne pas des résultats exacts en valeur absolue, est dans la plupart des cas, très satisfaisante du point de vue ordre de grandeur ; elle est de plus commande d'emploi sur le terrain.

Tableau 1 :Résultats des analyses des échantillons de sol

Profondeur (cm)		0 - 25	25 - 80	80 -150	> 150
Granulométrie	Argile %	40	39	42	44
	Limons fins %	33	30	29	32
	Limons	12	10	11	8
	Sables fins %	8	12	11	6
	Sables grossiers %	7	8	9	10
Matière organique	C %	1,13	0,8	0,8	0,6
	MO %	1,9	1,3	1,3	1,03
	N %	0,125	0,10	0,08	0,07
	C/N	9	8	10	8,5
Calcaire total %		9	11	12	15
Calcaire actif %		2	1	4	3
PH		7,4	7,2	7,3	7,4
CE dS/m		0,2	0,3	0,3	0,4
CEC Cmolk/g	Ca	16	15	16	17
	Mg	5	8	6	7
	K	2	3	3	3
	Na	1	1	2	1

	S	24	26	25	28
	T	24	26	25	28
	S/T	100	100	100	100
Densité réelle		2,4	2,6	2,6	-
Densité apparente		1,4	1,55	1,53	-
pF (H %)	2				
	2,5	22,4	26,7	29,1	-
	3				
	4,2	9,1	10	10,2	-
K assimilable Cmol/kg		2	-	-	-

Source : (ANRH) Alger

III. Conclusion

La plaine de **Tagharist** offre des potentialités certaines pour sa mise en valeur agricole en irrigué. En effet, la superficie apte à une agriculture en irrigué est estimée à plus de 1000 ha, les sols sont dans leur majorité profonds, limoneux argileux, peu à moyennement calcaire, non salés et dotés d'une bonne capacité d'échange cationique et d'une excellente capacité de rétention d'eau. Néanmoins, cette bonne aptitude des sols à la mise en valeur peut être atténuée par un certain nombre de contraintes pédologiques, topographiques et climat.

CHAPITRE IV : BESOINS EN EAU DU PERIMETRE**I. Introduction :**

La détermination des besoins en eau d'une culture nécessite la connaissance de divers paramètres concernant aussi bien la plante elle-même que les données climatiques ou pédologiques de la région. à l'aide des différents résultats obtenus, il sera relativement aisé de déterminer par la suite les quantités d'eau d'irrigation nécessaires au bon développement de la plante. Celles-ci seront calculées au moyen du logiciel CROPWAT pour ETP et P_{eff} .

Les besoins en eau du périmètre de Tagharist ont été calculés manuel en tenant compte des gammes de cultures projetées.

II. Les cultures envisageables :

Afin de quantifier les besoins en eau des cultures, il faut étudier et prévoir l'évolution de la répartition culturelle de la situation existante et celle projetée dans le périmètre. Ce passage permettra l'augmentation des superficies occupées par les cultures rémunératrices, tels que : le maraîchage en plein champ, ainsi que l'arboriculture fruitière, avec tendance vers les arbres a entrée rapide en production.

Les cultures fourragères en vert, sont développées afin de redynamiser la production laitière. Les céréales par contre, seront maintenues avec des superficies très réduites par rapport à celles rencontrées actuellement ; elles seront cultivées pour des raisons purement agronomiques. La gamme des cultures envisageables, compte tenu des caractéristiques édapho-climatiques, est très large

II.1 Cultures maraichères :

Ces cultures font partie de la tradition actuelle des agriculteurs. Leurs superficies n'ont pas pu connaître des extensions en raison de l'insuffisance de la ressource en eau mobilisée et de l'irrégularité du régime pluviométrique avec l'irrigation. Cette pratique connaîtra un avenir très promettant.

II.2 Arboriculture

Les cultures pérennes tels que ; pruniers, pommiers, pêchers et olivier, ont tendance à augmenter en Algérie au cours de la dernière décennie. On retiendra pour le périmètre étudié, une croissance des plantations d'olivier, ainsi qu'une augmentation sensible du reste de l'arboriculture fruitière (pêcher, pommier).

II.3 Céréaliculture :

Elle sera maintenue grâce au rôle positif qu'elle joue dans la rotation des assolements et compte tenu des limitations pédologiques. Cette culture continuera donc à exister, avec des superficies importantes.

II.4 L'occupation des sols

Avant d'évaluer les besoins en eau des cultures de la zone d'étude, il faut d'abord définir l'occupation et la répartition culturelle dans le périmètre, en tenant compte des différentes contraintes (d'ordre climatique, social, Agro-pédologique).

L'adaptation des assolements identifiés auparavant aux différents types de modèles dépendra de la taille des exploitations agricoles et leurs potentialités culturelles.

L'occupation des sols retenue pour le nôtre étude est donnée par le tableau suivant :

Tableau 1 :Occupation de l'aire d'étude

Cultures	Surface (ha)
Blé dur	40
Orge	20
Tomate	20
pêche	40
Pommier	40
Olivier	40
Total surface développée	200

II.5 Calendrier d'occupation des sols :

La répartition d'occupation des sols, relative aux cycles cultureux retenus pour notre étude, est tracée dans le calendrier ci-dessous :

Tableau 2 : calendrier des cultures envisageable

Mois	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juins	Juillet	Août	
cultures													
Céréale													
Blé dur			S	—————								R	
Orge			S	—————							R		
Maraichère													
Tomate								S	—————			R	
Culture arboriculture													
Pêche													
							S			R			
Pommier	R						S						
Olivier													
			R				S						

R : Récolte

S : Semis

III. Besoins en eau du périmètre :

Les besoins en eau des cultures, peuvent être définis comme dose apportée à la plante dans des moments propices, afin de fournir à celle-ci les meilleures conditions d'humidité requises, pour obtenir son rendement maximal.

La pièce de base pour la quantification des besoins en eau du périmètre est le calendrier des cultures, établi par des agronomes. Il présente les différentes cultures occupant le sol à chaque instant de l'année. L'évaluation des besoins en eau du périmètre est basée sur la détermination des besoins de chaque culture retenue dans le calendrier agronomique

III.1 L'évapotranspiration potentielle de référence (ET_o) :

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

L'évapotranspiration correspond aussi à la quantité d'eau totale transférée du sol vers l'atmosphère par l'évaporation au niveau du sol et par la transpiration des plantes.

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

- Méthode de lysimètre
- Méthode des stations expérimentales
- Méthode directe de l'évaporation
- Méthodes empiriques

Le calcul de l'évapotranspiration de référence est effectué à l'aide d'un logiciel CROPWAT 8.0, fondé sur la méthode de M^r Penman et Montheit modifiée et recommandée par la consultation des experts de la FAO tenue à Rome en Mai 1990.

Pour l'exploitation du logiciel, nous devons fournir les données climatiques mensuelles de la station météorologique : à savoir :

- Les températures moyennes en degré Celsius.
- L'humidité relative de l'air exprimé en (%)
- L'insolation journalière en heure
- La vitesse du vent en m /s

Les résultats de l'évapotranspiration de référence ET_o calculée à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0 sont récapitulés dans le tableau ci-après.

Tableau 3 :Evapotranspiration de référence (ET₀) de la zone d'étude

Evapotranspiration de référence ET ₀ de Penman et Monteith							
Pays		: ALGERIE		Station climatique : YABOUS			
Altitude		: 1200 mètres		latitude : 35,30 N°		longitude : 7,05 E°	
MOIS	temp Min	temp Max	humidité	Vent	Insolation	Radiation	ET ₀ Penman
	C°	C°	%	m/s	heures	MJ/m ² .jour	mm/jour
Janvier	1.0	9.4	52	7.4	6.1	10.0	2.76
Février	0.4	9.5	57	6.8	6.0	12.1	2.69
Mars	1.4	13.7	60	7.4	7.2	16.3	3.59
Avril	5.0	17.5	65	8.3	7.9	19.9	4.42
Mai	9.5	24.1	64	8.1	8.8	22.7	6.18
Juin	12.9	28.6	64	7.5	10.6	25.8	7.46
Juillet	15.3	32.1	62	7.6	11.3	26.5	8.62
Août	17.2	32.9	57	6.7	10.4	24.0	8.44
Septembre	13.3	27.9	50	6.5	8.8	19.3	7.01
Octobre	8.4	20.5	43	6.3	7.4	14.6	5.20
Novembre	3.5	14.4	44	8.0	6.3	10.7	4.07
Décembre	1.4	10.1	44	9.2	5.8	9.1	3.41
Totale	7.4	20.1	55	7.5	8.1	17.6	63.85

III.2 La pluie efficace :

La pluie efficace est définie comme étant la fraction des précipitations qui contribue effectivement à la satisfaction des besoins de l'évapotranspiration de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface, et par percolation en profondeur etc...

Ces pertes sont estimées de 20 % de la pluie tombée. Pour l'appréciation de la pluie efficace on distingue deux (2) cas :

- 1) Pluie efficace (P_{eff}) = 0 pour les mois où la pluie ne dépasse pas les 5 mm.
- 2) Pluie efficace (P_{eff}) = 80 % de la pluie moyenne mensuelle dans les autres cas.

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

Tableau 4 :Précipitation efficace dans la zone d'étude.

Pays : ALGERIE		Station climatique : YABOUS	
Mois	ET ₀ mm/mois	P mm/mois	Pluie eff mm/mois
Janvier	85,56	25.0	20.0
Février	75,32	21.6	17.3
Mars	111,29	33.0	26.4
Avril	132,6	31.0	24.8
Mai	191,58	33.0	26.4
Juin	223,8	16.3	13.0
Juillet	267,22	7.5	6.0
Août	261,64	13.0	10.4
Septembre	210,3	30.0	24.0
Octobre	161,2	22.6	18.1
Novembre	122,1	27.6	22.1
Décembre	105,71	26.0	20.8
Totaux	1948,32	286.6	229.3

III.3 L'évapotranspiration maximal ou culture (ETM ou ET_c):

L'évapotranspiration d'une culture, ET_c, se calcule en multipliant l'évapotranspiration de référence ET₀ par un coefficient cultural, K_c.

$$ET_c = K_c \times ET_0$$

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

III.4 Efficience de l'irrigation

L'efficience d'irrigation est définie par le rapport entre le besoin d'eau strictement nécessaire à la culture et le volume d'eau à introduire dans le réseau d'irrigation.

La différence entre les deux volumes indique les pertes.

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

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

Avec: **E_i**: Efficience d'irrigation en (%)

E_e: Efficience de transport (%)

E_d : Efficacité de type de distribution en (%)

E_u : Efficacité de l'uniformité de la distribution.

L'évaluation exacte des pertes est très difficile et même presque impossible vu le nombre important des variables qui interviennent dans le calcul.

On considère une efficacité globale, produit entre les trois efficacités décrites ci-dessus égale à 0,75.

III.5 Besoins nets et bruts en eau d'irrigation

L'évaluation des besoins nets en eau des cultures se fait manuellement.

Les besoins en eau à satisfaire sont :

- **Les besoins unitaires** relatifs à un hectare de chacune des cultures envisageables pour la zone étudiée.
- **Les besoins globaux** du périmètre d'irrigation.

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique

$$B = ETM - (Pe_{ff} + RFU)$$

B : besoin en eau d'irrigation (mm)

E.T.M : évapotranspiration maximal (mm / mois)

RFU : réserve facilement utilisable

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

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5 : Détermination des besoins en eau des cultures

Désignation	Besoins mensuel des cultures						Total (mm)	Total (m³/ha)
	Blé dur	Orge	Tomate	Pêche	Pommier	Olivier		
SEP	-	-	-	0	112,6	175,8	288,4	2884
OCT	-	-	-	0	0	87,5	87,5	875
NOV	0	0	-	0	0	0	0	0
DEC	0	0	-	0	0	0	0	0
JAN	0	0	-	0	0	0	0	0
FIV	0	0	-	0	0	0	0	0
MAR	0	0	-	0	0	0	0	0
AVR	82,2	90,2	24,7	43,6	39,6	0	312,5	3125
MAI	158,6	108,6	98,8	149	130,2	21,9	765,7	7657
JUN	188	0	239,8	166	244,4	107,8	1163,5	11635
JUL	0	-	282,6	0	288	175,7	1015,5	10155
AOU	-	-	225,1	0	263,8	206,8	928,6	9286
Année	240,8	90,2	846,3	385,5	1078,6	728	3369,4	33694

Tableau 6 :Tableau récapitulatif des besoins totaux en eau

CULTURES	Superficie en (ha)	Besoins en eau net (mm)	Besoins en eau net (m ³ / ha)	Efficience (%)	Besoins bruts totaux (m ³ /ha)	Besoins bruts totaux (m ³)
Blé dur	40	240,8	2408	0,75	3211	128440
Orge	20	90,2	902	0,75	1202,67	24053,4
Tomate	20	846,3	8463	0,75	11284	225680
Pêche	40	358,5	3585	0,75	4780	191200
Pommier	40	1078,6	10786	0,75	14381,33	575253,2
Olivier	40	688	6880	0,75	9173,33	366933,2
					Total	1511559,8

Donc le volume annuel total nécessaire pour couvrir les besoins de ce périmètre est de **1.51 hm³**.

IV. Conclusion :

En définitive, il faudra prévoir une disponibilité annuelle brute d'environ **1.51 hm³**d'eau d'irrigation, qui permettra aux agriculteurs de permuter et de diversifier leur plan de cultures, tout en garantissant leurs besoins en eau d'irrigation, avec une marge de sécurité satisfaisante.

Donc le volume total nécessaire du périmètre est de **1.55Hm³**pour toute l'année.

Ce volume est largement couvert par le volume fourni par le barrage de **Tagharist** et qui est de l'ordre de **1.55Hm³**.

CHAPITRE V LES TECHNIQUES D'IRRIGATIONS

I. Introduction

Pour illustrer les conclusions sur l'étude des performances des exploitations agricoles dans la zone de **TAGHARIST**, nous nous sommes intéressés à l'utilisation des trois techniques (à la seguia, micro irrigation et aspersion) chez les agriculteurs

II. Différentes techniques d'arrosages

Les techniques d'arrosages peuvent être rangées en trois classes :

- L'irrigation gravitaire ou irrigation de surface;
- L'irrigation localisée ou micro irrigation;
- L'irrigation par aspersion;

II.1 Irrigation gravitaire



Source :(Messaitfa ; Mouzaia, EAC 2)

Figure 1 : Irrigation par seguia dans l'EAC 2.

L'irrigation gravitaire regroupe l'ensemble des techniques d'arrosage dans lesquelles la distribution de l'eau à la parcelle se fait entièrement à l'air libre par simple écoulement à la surface du sol. La répartition de l'eau est assurée grâce à la topographie du terrain, et aux propriétés hydriques du sol (ruissellement, infiltration, et capillarité) voir figure III-2.

En irrigation de surface, la distinction entre les différentes techniques est essentiellement fondée sur la méthode d'application de l'eau : ruissellement, submersion et infiltration (Robert Tiercelin, 1998).

II.1.1 Arrosage par ruissellement (par planches ou par calants)

Les irrigations par planches ou par calant sont des sous classes de l'irrigation par ruissellement. Le principe consiste à faire couler sur le sol une mince lame d'eau qui s'infiltrera verticalement jusqu'à l'humidification de la tranche voulue du sol.

II.1.2 Arrosage par infiltration (à la raie)

C'est une méthode qui consiste à faire distribuer l'eau par des rigoles ou raies avec un débit relativement faible comparativement aux autres procédés. Dans cette méthode, une partie seulement du sol reçoit directement l'eau, le reste est humecté par infiltration latérale.

La figure ci-dessous indique les différentes composantes de la seguia dans l'exploitation objet de l'étude.



Source :(Messaitfa ; Mouzaia, EAC2)

Figure 2 : Différentes composantes dans une seguia.

II.1.3 Arrosage par submersion

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

II.1.4 Avantages de l'irrigation par gravité

- Coût d'investissement relativement faible;
- Besoin en énergie faible ou nul;
- Technique éprouvée;
- Insensibilité au vent;

- Bonne adaptation à l'épandage d'eaux usées;
- Possibilités d'utiliser les eaux salées (en pratiquant le lessivage du sol);
- Les végétaux ne sont pas mouillés, ce qui est favorable sur le plan phytosanitaire.

II.1.5 Inconvénients de l'irrigation par gravité

- Grand volume d'eau par unité de surface ;
- Déplacement des engins agricoles difficile (à cause des rigoles) ;
- Nécessité d'une main d'œuvre importante ;
- Nécessité de planage des terres ;
- Pertes par infiltration considérables. (Etsouri, 2003).

II.2 Irrigation localisée

Elle consiste à apporter sur une partie du sol seulement (les zones utilisés par la plante au voisinage des racines) par petites doses fréquentes (système goutte à goutte, mini diffuseur) véhiculé par un faible débit (figure III-4)



Source :(MADR, 2007)

Figure 3 : Parcelle équipée par système d'irrigation goutte à goutte.

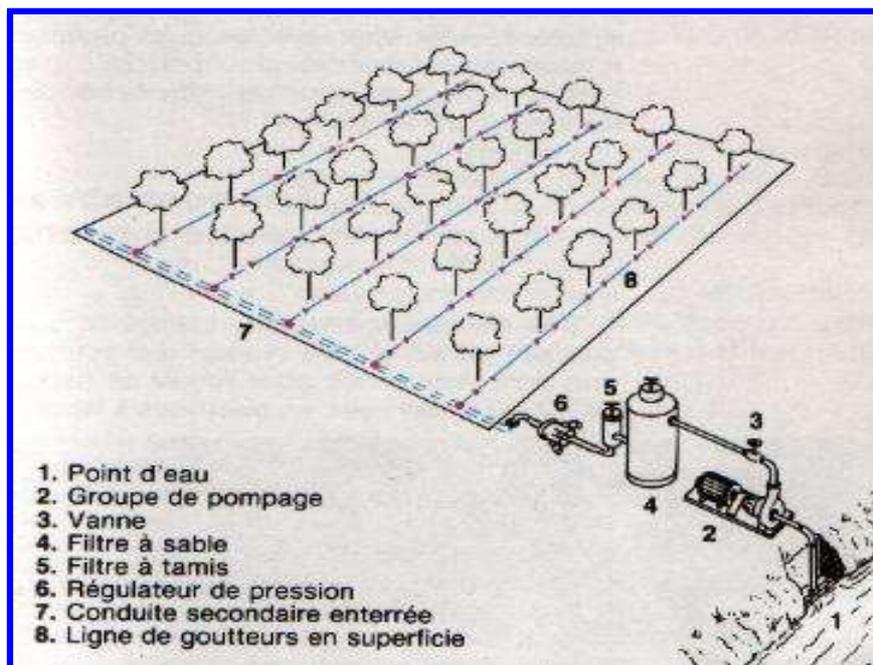
L'irrigation localisée est actuellement fortement encouragée par les gouvernements des pays du Maghreb par le biais de subventions conséquentes. Mais en raison d'une mauvaise maîtrise de cette technique relativement sophistiquée, les gaspillages d'eau sont très fréquents.

Cette technique demeure toutefois la technique d'irrigation la plus efficiente bien adaptée aux cultures à faible enracinement, nécessitant des apports fréquents. Comme le maraîchage, ou des cultures à faible densité de plantation et à forte valeur ajoutée telle que les cultures fruitières.

II.2.1 Caractéristiques

L'installation à la parcelle est entièrement fixe, n'arrose qu'une fraction du sol donc on limite la surface mouillée, de ce fait on limite les pertes par évaporation, on utilise de faibles débits (2 à 12 l/h) avec une faible pression (souvent 1 bar), on met en œuvre des équipements légers, les transferts d'eau sont faciles, donc l'alimentation hydrique des plantes plus régulières, il s'en suit une meilleure efficacité de l'eau d'irrigation. Elle convient bien à l'irrigation fertilisante (Kessira M., 2007).

Chaque parcelle doit être équipée d'un réseau composé d'une unité de tête qui est l'élément essentiel de tout réseau d'irrigation localisée. L'installation de tête a pour but de fournir de l'eau propre, éventuellement enrichie et traitée chimiquement, sous une pression régulée, et de la distribuer successivement vers tous les secteurs à irriguer (figure III-5).



Source : (MADR ,2007)

Figure 4 : Composantes d'un système d'irrigation localisée.

II.2.2 Avantage de l'irrigation localisée

Les avantages de cette technique sont :

L'économie de l'eau importante qui peut atteindre plus de 50% par rapport à l'irrigation à la raie, parce que :

- La surface de contact eau air est très faible (quelque dm²), les pertes par évaporation sont très faible, d'autre part la ligne de gouteur étant en générale placée au voisinage immédiat des cultures (au voisinage des racines). Les doses étant faibles, les pertes par percolation se trouvent limités.

- Contrôle précis des quantités d'eau apportées à condition que l'installation soit bien calculée.

- Pression de fonctionnement très faible.

- La localisation de l'eau limite le développement des adventices (mauvaises herbes).

- Réduction du tassement du sol et maintien d'une structure favorable.

D'autres possibilités favorables :

- Possibilité d'utilisation dans les zones où les autres techniques sont difficiles à appliquer.
- Possibilité d'arrosage sous paillage plastique (fraisier).
- Possibilité d'automatiser le réseau.
- Possibilité d'utilisation de la fertilisation.

II.2.3 Inconvénients de l'irrigation localisée

Des inconvénients majeurs existent et font que cette technique est très peu utilisée dans les pays en voie de développement.

- Coût très élevé en investissements.
- Fragilité, voire la mauvaise qualité de certains matériels (vieillessement du plastique, attaque de rongeurs) et les problèmes d'entretien.

Leur emploi réservé aux cultures pérennes et maraîchères.

II.3 L'irrigation par aspersion

Parmi les techniques d'irrigation utilisées en Algérie, l'irrigation par aspersion est largement répandue dans plusieurs régions du pays. Grâce aux efforts consentis en matière de mobilisation des ressources en eau et aux projets d'aménagements hydro agricoles, l'irrigation par aspersion ne cesse de se développer surtout avec les encouragements financiers pour économiser l'eau d'irrigation. Actuellement, la superficie équipée avec des systèmes d'aspersion est de l'ordre de 132 376 ha, ce qui représente environ 20 % de la superficie totale irrigable. L'irrigation par aspersion est un système d'arrosage qui

consiste à distribuer l'eau sous forme de pluie artificielle sur le sol, grâce à l'utilisation d'appareil (dits asperseurs) alimentés en eau sous pression (figures III-5 et III-6).



Figure 5 : Irrigation par aspersion

Source : (Ammar H., 2005)

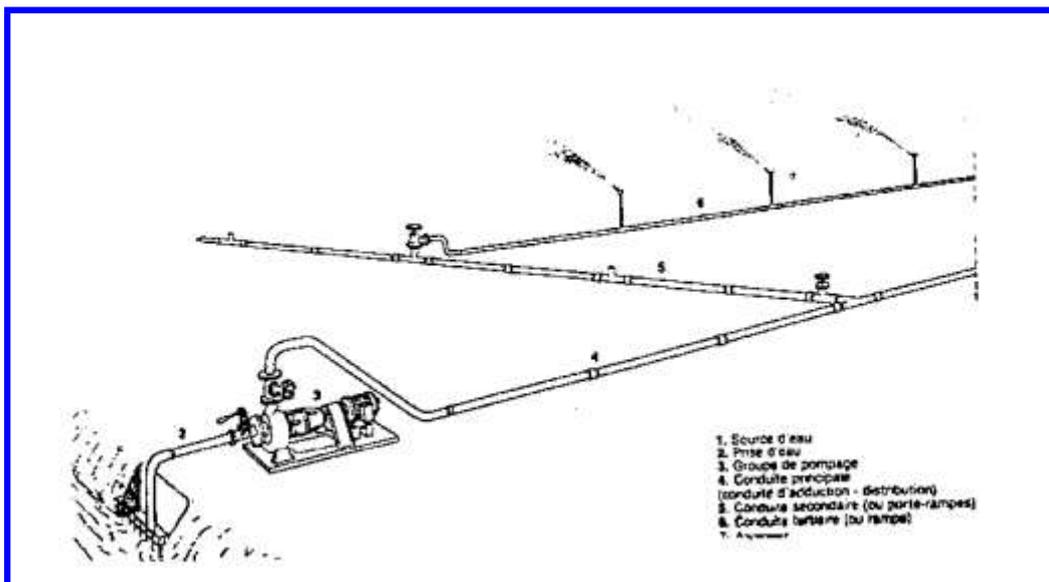


Figure 6 : Partie essentielle d'une installation en aspersion classique.

Source : (Ammar H., 2005)

Ce mode d'irrigation permet un dosage précis des apports d'eau, donc une économie de l'eau.

Employée puis long temps par les jardiniers horticulteurs et les arboriculteurs pour les cultures maraîchères florales, arbustives, fruitières, cette technique peut être utilisée pour les grandes cultures.

II.3.1 Caractéristiques

Cette technique ne nécessite pas de nivellement de la surface irriguée et assure l'aération du sol (oxygénation de l'eau). Elle exige une adaptation de la qualité microbiologique de l'eau, elle est pratiquée sur des parcelles à topographie irrégulière.

II.3.2 L'avantage de l'aspersion

- Elle s'adapte à n'importe quel type de terrain (accidenté, pente nulleetc.), elle ne nécessite pas de préparation du sol (planage), donc elle facilite l'exploitation du sol, permet d'irriguer des surfaces importantes, demande peu de mise en œuvre.
- Elle peut être employée quelque soit la nature du sol même si ce dernier sera très perméable.
- Elle permet une oxygénation de l'eau.
- Elle représente une économie de l'eau, qui peut atteindre 50 %.
- Elle met à la disposition des exploitations des conditions d'arrosage très souples, en région aride, l'aspersion permet une protection anti-gel et fertilisante.

II.3.3 Les inconvénients de l'aspersion

- Elle nécessite au départ pour chaque irrigant une dépense importante de premier établissement (frais du matériel), mais cet inconvénient n'est pas toujours évident puisque les frais peuvent être compensés par les frais du travail du sol et la rapidité d'arrosage.
- Néanmoins l'aspersion régulière favorise l'apparition de problèmes phytosanitaires en créant un milieu propice aux champignons, insectes et autres maladies. Elle provoque le développement des mauvaises herbes, Elle favorise l'évaporation qui est d'autant plus intense que les gouttelettes sont fines.
- Elle provoque le tassement progressif du sol, dans les cas les plus dangereux elle peut contribuer à l'érosion du sol. L'aspersion ne s'adapte pas bien à des sols ayant une vitesse d'infiltration inférieure à 3 mm /h.

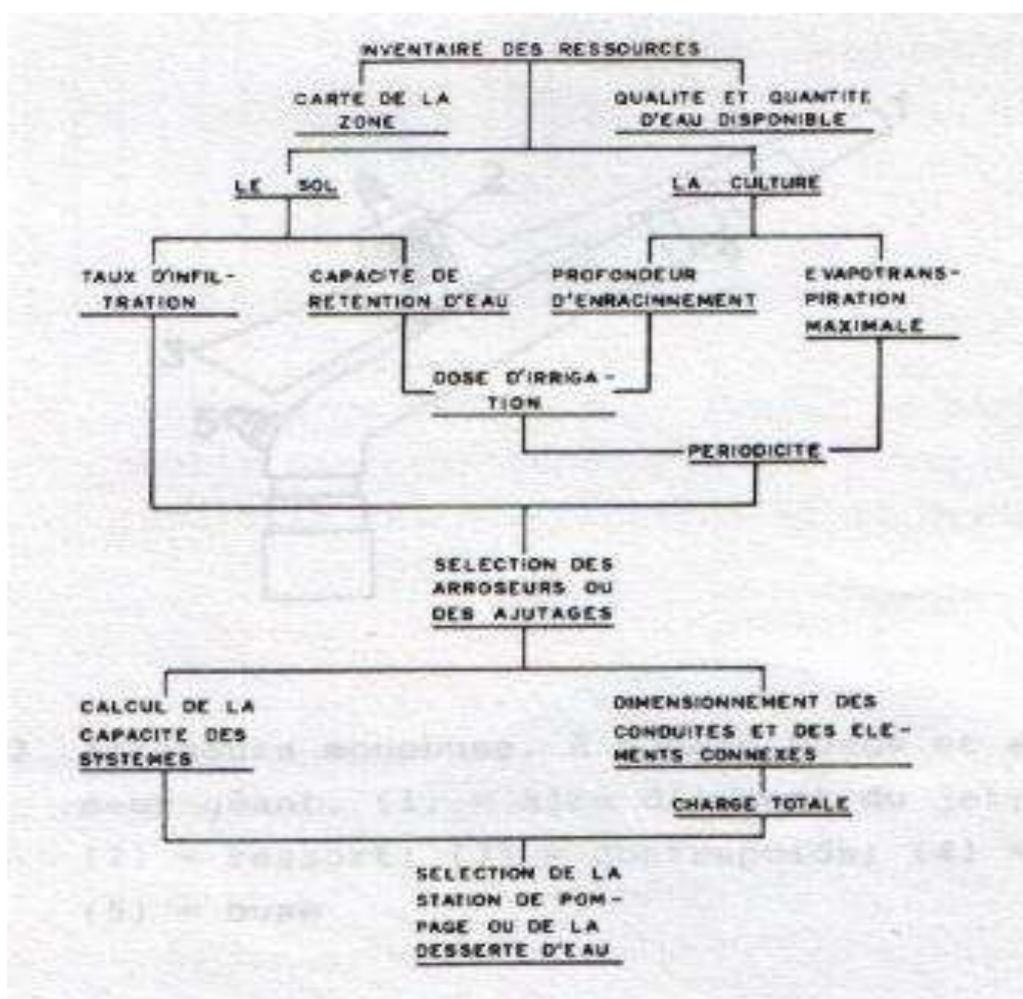
Dans le cas d'eau chargée, des problèmes peuvent se poser par suite de l'abrasion très rapide des buses d'aspersion.

Les asperseurs sont peu susceptibles de colmatage, néanmoins un minimum de précautions doit être pris avec la buse de petit diamètre.

III. Choix des techniques d'irrigation

Le choix d'une technique d'irrigation repose sur un ensemble de critères (Voir figure III-1) et de contraintes:

- Topographie (pente du terrain, relief, géométrie de la parcelle);
- Ressource en eau (quantité, qualité, débit dont on dispose);
- Nature des cultures;
- Nature du sol (perméabilité);
- Facteurs sociologiques et culturels;
- Facteurs économiques;
- Rentabilité de l'opération. (Hlavec ,1992).



Source : (Badji M. et Alger, 1980)

Figure 7 : les étapes fondamentales dans la conception d'un système d'irrigation sous Pression.

L'évaluation des performances de l'irrigation par aspersion a fait l'objet de plusieurs travaux qui ont abouti aux coefficients développés par Christiansen, caractérisant statistiquement le degré d'uniformité de distribution de l'eau.

Notre étude est effectuée sur le périmètre de **Tagharist** occupé par les cultures (Cérealescultures ; Cultures fourragères ; Maraichages ; Vitucultures).

D'après ce dernier, nous avons opté pour la technique d'irrigation par aspersion de 80% de la surface totale irriguée. Grâce aux efforts consentis en matière de mobilisation des ressources en eau et aux projets d'aménagements hydro - agricoles, l'irrigation par aspersion ne cesse de se développer surtout avec les encouragements financiers destinés à permettre des économies en eau d'irrigation.

IV. Conclusion

L'irrigation est grande consommatrice d'eau. Elle est nécessaire pour compenser les pertes des plantes et du sol. Pour éviter d'utiliser trop d'eau, les quantités justes nécessaires aux cultures doivent donc être soigneusement estimées et l'irrigation contrôlée.

CHAPITRE VI : ETUDE DU SYSTERME D'ADDITION**I. Introduction :**

Dans ce chapitre nous allons dimensionner des différents ouvrages de transfert (adduction gravitaire, conduite de refoulement et station de pompage), de stockage (bâche de reprise) et distribution (réservoir).

La station de pompage qui servira à amener l'eau de barrage Tagharist vers le réservoir de distribution qui va alimenter le périmètre de 200 ha de Tagharist.

L'adduction est nécessaire pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage (bâche de reprise) et le point d'accumulation (réservoir de distribution).

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir convenablement, les taches pour lesquelles ils sont conçus. Ils servent de réserve d'eau.

II. Débit fictif continu :

Le but est de définir les débits nécessaires que le système d'irrigation doit véhiculer pour répondre à la demande en eau.

Les débits spécifiques, ont été définis d'après les besoins en eau de chaque culture, calculés à partir de la répartition culturale.

Ces débits permettront de définir les débits à la parcelle et en tête du périmètre.

Le débit fictif continu ou module d'irrigation ou encore hydro-module en l/s/ha est déterminé à partir de la formule suivante :

$$q = \frac{B}{T * t * 3,6 * K} \text{ en}(l / s / ha).$$

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

Nh : nombre des heures d'irrigation=20h

nj: nombre de jours du mois de pointe =26jours

Ei: Efficience d'irrigation ≈75%

Les besoins de pointe sont de 1319.5 mm

Le débit spécifique q_s de l'assolement est trop important 9,39 l/s/ha.

On choisira le débit spécifique de la culture la plus exigeante.

La culture la plus exigeante est l'Olivier.

$$q = \frac{206.8}{26 * 20 * 3600 * 0,75} = 1,4 \text{ l/s/ha}, \text{ Inférieur à } 1,5 \text{ l/s/ha} \text{ donc le choix reste valable.}$$

III. Calcul du débit maximum journalier :

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

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

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

S : la superficie totale à irriguer 200 ha.

$$Q_{\text{Car}} = q_s \cdot S = 1,4 * 200 = 280 \text{ l/s} \quad \quad \quad Q_{\text{Car}} = 0,28 \text{ m}^3/\text{s}$$

Alors notre débit de consommation journalier est $Q_{\text{jour}} = 1008 \text{ m}^3/\text{h} = 24192 \text{ m}^3/\text{j}$

IV. Adduction gravitaire :

Le réseau d'adduction gravitaire comprend les ouvrages, conduites et équipements suivants :

IV.1 Ouvrage de prise à partir du Barrage :

La prise d'eau du barrage peut assurer un débit de vidange de 0,2 m³/s moyennant, une conduite de 500 mm de diamètre destinée à l'irrigation, ou la côte de prise amont normal est de **1198 m** NGA et la côte de la prise aval est de **1175 m**.

Le circuit de la prise d'irrigation comprendra de l'amont vers l'aval :

IV.1.1. Amont :

- Une forme d'entonnement à l'amont munie d'une rainure pour grille ou batardeau relevable.
- Une transition carré-rond suivie d'un coude puis une conduite Ø 500 mm à l'intérieur de la tour de prise.

IV.1.2. Aval

La chambre de vanne aval permettra le contrôle de la conduite d'irrigation. Elle comprendra :

- Un tronçon de conduite d'irrigation sur support en béton ;

- Une vanne de garde motorisée de type papillon Ø 500 mm ;
- Un monorail de manutention ;
- Un débitmètre électromagnétique Ø 500 mm pour les débits ;

IV.2 Conduite d'amenée :

La conduite d'amenée, achemine l'eau depuis l'ouvrage de prise jusqu'à l'ouvrage d'amortissement.

A la sortie du tunnel, la conduite bifurque vers la rive droite puis chemine vers la chambre de vannes localisée sur la plateforme de service à la côte 1175 m NGA.

La conduite est en acier enrobée en béton de diamètre Ø 500 mm.

Le contrôle de la conduite au niveau de la chambre des vannes aval se fait au moyen d'une vanne papillon motorisée de diamètre Ø 500 mm.

IV.3 Ouvrage d'amortissement

L'ouvrage d'amortissement est une bêche d'eau qui se trouve au débouché de la conduite d'amenée. Il sert à briser la charge venant du barrage.

IV.4 Calcul de diamètre avantage de la conduite gravitaire (barrage-bêche de reprise-SP)

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une

conduite est celle de Darcy-Weisbakh : $\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m}$

ΔH_t : Charge disponible (m) ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite gravitaire (m) ;

L_g : Longueur géométrique de la conduite gravitaire (m) ; ($L_g=400m$)

$L_{e\varepsilon}$: Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées de **10%** à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 * L_g$$

ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (0,28m³/s) ; pour assurer les caractéristiques.

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le **Tableau VI.1**

Qui donné dans l'annexe N° : 5.

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q_{car}^\beta}{\Delta H_t}}$$

Dans notre cas on doit utiliser une **conduite en acier**, on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,3$.

D'après la formule de **DARCY WEISBACH**.

$$- L_e = 1,15 \times L_g = 1,15 \times 400 = 460m \quad \Rightarrow L_e = 460m.$$

$$- \Delta H_t = C_B - C_{B.R} = 1198 - 1175 = 23m \quad \Rightarrow \Delta H_t = 23m.$$

$$\text{Donc : } D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,00179 \times 460 \times (0,28)^2}{23}} = 0,330m.$$

$D_{av} = 327.8$ mm (diamètre intérieur de la conduite)

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad V_1 = \frac{4 * 0,28}{\pi * 0,3278^2} = 3,31m/s$$

La conduite gravitaire est composée d'une conduite de diamètre 327.8 mm et de longueur 400m.

V. Dimensionnement du Bâche de reprise :

V.1 Bâche de la station de pompage(SP) :

La station de pompage (SP) se situe à l'aval immédiat de barrage Tagharist. Les pompes sont alimentées par la bâche de reprise. La bâche de reprise est alimentée par le barrage Tagharist.

Le débit journalier entrant la bâche de reprise (B.R) pendant 24h est de 24192 m³/j,

V.2 Analyse de la capacité de la bache de reprise :

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{bache} = \frac{Q_{max\ j} * t}{20}$$

$Q_{max\ j}$: Débit maximal journalier total.

T: Temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20h)

t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

A.N : $V_{bache} = (24192 * 0,25 / 20) = 302,4 \text{ m}^3$

Donc la capacité de la bache existante est suffisante et l'ouvrage d'amortissement est une bache d'eau de **300 m³**.

VI. Détermination du diamètre économique de conduite refoulement :**VI.1 Adduction à partir de la station de pompage vers réservoir de distribution :**

Notre étude consiste à déterminer le diamètre économique à partir de la station de pompage vers le réservoir d'irrigation.

La détermination du diamètre économique est basée sur l'étude technico-économique.

Le prix d'installation dépasse souvent celui du bâtiment de la station de pompage avec tous ces équipements, la raison pour laquelle l'installation des conduites de refoulement, matériaux, le nombre et leurs diamètres doivent être déterminés après une étude technico-économique et pour différentes variantes.

On choisit le tracé des conduites en charge en fonction des conditions locales (distance la plus courte possible et le plus petit nombre de détours, au plan horizontal et vertical).

Les conduites sont équipées d'accessoires (vanne, ventouses, joints de dilatation, des clapets anti-retour, des reniflards et des dispositifs de vidange.....)

Pour la détermination des collecteurs en charge en doit avoir les données suivantes :

- Graphique de pompage des eaux en fonction de la demande en eau
- En fonction de nombre de pompes principales et le schéma de raccordement des pompes

Le volume d'eau de pompage doit être supérieur ou égale au volume demandé.

On a le débit demandé $Q_d = 0,297 \text{ m}^3/\text{s}$ par journée d'où $V_d = 3600 \text{ m}^3$

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

Tableau 1 : Les deux formules de calcul le diamètre économique

formule de Bress	$D = 1,5 * \sqrt{Q}$
formule de Bonnin	$D = \sqrt{Q}$

Q: débit à élever (Débit forcé) en m³/s.

Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets

(Longueur de conduite ≤ 1Km)

VI.2 Calcul des pertes de charge

VI.2.1.Pertes de charge linéaires :

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de :

- diamètre D de la conduite en (m);
- débit Q en (m³/s);
- la rugosité absolue ξ exprimée en mm;

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

- la longueur du tronçon L en (m).

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

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m) :

I: gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

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

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

VI.2.2.Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite

(Coude, vannes, clapets,..).

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

VI.2.3. Pertes de charge totales (ΔH_t) :

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors :

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_l$$

VI.2.4. Calcul de la hauteur manométrique totale :

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t$$

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

VI.2.5. Puissance absorbée par la pompe :

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

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

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=77.5\%$)

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

g: pesanteur ($9.81 m/s^2$)

VI.2.6. Energie consommée par la pompe :

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

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t = 20 \text{ h}$

P: puissance de la pompe en (kW)

VI.2.7. Frais d'exploitation :

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

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]}$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. ($E=4,67\text{DA}$)

VI.2.8.Frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA]$$

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

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

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

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 30$ ans

$$A.N : A = \frac{0,08}{(1 + 0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,0888$$

La longueur de conduite de refoulement supérieure à 1 Km. ($L_{ref} = 5571m$)

Donc le calcul du diamètre économique se fait à base de la formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad D = \sqrt{0.297} = 0.545m$$

D= 555 mm (diamètre extérieur =630 mm) PEHD PN 16

Données de base :

1. Cote PHE bête reprise : 1674 m
2. Cote PBE bête reprise : 1169 m
3. Cote PHE réservoir de distribution : 1250 m
4. Cote PBE réservoir de distribution : 1245 m

La hauteur géométrique maximale est ainsi de $1251 - 1169 = 82$ m

La hauteur géométrique minimale est de $1251 - 1174 = 77$ m

$$- Q_{jour} = 0,297 \text{ m}^3/s$$

$$- H_g = (82+77) / 2 = 79,5m$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 2 :Variation des HMT en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Λ	ΔH_{in}	ΔH_{totale}	Hg	HMT
					(m)	(m)	(m)	
400	5571	297	2.36	0,0102	40,33	44,36	79,5	124
500	5571	297	1.51	0,0098	12,69	13,96	79,5	94
630	5571	297	0.95	0,0098	3,98	4,38	79,5	84

➤ **Calcul des frais d'investissement :**

Tableau 3 :Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
200	1650,84	5571	832129,146
250	2595	5571	1308046,29
315	4093,57	5571	2063421,6
400	6698,74	5571	3376594,22
500	10152,51	5571	5117515,61
630	15738,79	5571	7933358,7

➤ **Calcul des frais d'exploitation :**

Tableau 4 :Calcul des frais d'exploitation.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh/an)	F _{exploit} (DA)
200	27174,11	198370987,53	827207018
250	9184,05	67043566,23	279571671,2
315	3364,41	24560223,04	102416130,1
400	1591,29	11616435,25	48440534,99
500	1091,60	7968648,04	33229262,33
630	934,29	6820302,72	28440662,32

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le **Tableau VI.5.**

Tableau 5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Diamètre (mm)	Fexplo (DA)	Famort (DA)	Billon (DA)
200	827207018	832129,146	828039147
250	279571671	1308046,29	280879717
315	102416130	2063421,6	104479552
400	48440535	3376594,22	51817129,2
500	33229262	5117515,61	38346778
630	28440662	7933358,7	36374021

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 630** dont la vitesse est de **1,17m/s**.

VII. Dimensionnement de la station de pompage :

VII.1 Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station :

Un projet d'alimentation en eau d'irrigation de la 1^{ère} élévation est constitué d'une prise d'eau, une station de pompage et un bassin d'irrigation.

On prend en considération certains paramètres essentiels.

- Il ne faut jamais construire la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables ;
- Les lignes d'électricité doivent être placés le long de champs d'isolement des routes et des quartiers d'habitations ;
- Il faut prendre en considération la distance entre la station de pompage et les différents ouvrages urbains, une distance qui assure l'élimination des dangers provoqués par l'un ou l'autre ;
- Choisir le cheminement le plus court pour la conduite de refoulement pour réduire les pertes de charges ainsi que les travaux de terrassement ;
- Choisir le cheminement le plus court pour la conduite de refoulement pour réduire les pertes de charges ainsi que les travaux de terrassement ;
- Construire la station de pompage en prenant en considération les normes internationales dans ce domaine.

La station de pompage doit être équipée de :

- L'accès à tous les ouvrages
- Plateforme avec une très bonne qualité de béton
- Prévoir des moyens de dérivation des eaux pluviales, drainage par des caniveaux
- Faire un profil en long de l'emplacement de la prise d'eau et la conduite de refoulement.

VII.2 Détermination de la hauteur d'élevation calculée :

A partir du calcul du diamètre économique de conduite de refoulement

$$HMT = 84\text{m}$$

$$Q_{eq} = 297\text{l/s} = 0,297\text{m}^3/\text{s}$$

VII.3 Détermination du nombre de pompes :

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max journalier, donc il faudra choisir un nombre de pompes qui assure un débit total égal à ce débit maximum.

Les critères à respecter dans le choix sont :

- Nombre minimal de pompes
- Rendement plus important.
- NPSH requis minimum.
- Puissance absorbée minimale
- Le nombre de tours par min plus important.

VII.4 Pompe à axe horizontale :

On choisit $n=2p+1$

Avec n : nombre de pompes.

Pour $p=0$ ($n=1$) \Rightarrow (pas de pompe)

Les résultats donnés par le logiciel CAPRARI.

Tableau 6 : Variantes pour le choix du nombre de pompes.

N	Q_{cal} (l/s)	H_{cal} (mce)	Pompe choisie	η (%)	n (tr/min)	P (Kw)	(NPSH) _r (m)
3	297	84	PM150/4B	72.5	1450	117	6.01
5	297	84	PM125/5A	63	1450	77.2	4.99

Remarque :

D'après le tableau précédent on opte pour un nombre **n=3**

Pour **3** pompes (**type PM150/4B**) on a un bon rendement, puissance absorbée minimale, (NPSH)_r minimal et un nombre des pompes minimal.

Le nombre de pompe de secours est choisi par le critère suivant :

$n < 4 \Rightarrow$ une seule pompe de secours.

$4 \leq n \leq 6 \Rightarrow$ deux (2) pompes de secours.

$n > 6 \Rightarrow$ trois (3) pompes de secours.

Donc le nombre de pompe de secours est $n_s=1$

Tableau 7 : Choix final de la pompe.

variante du TYPE DE POMPE	n	Q cal (m3/h)	H cal (m)	Type de pompe	$\eta(\%)$	N trs/min	P abs (kw)	(NPSH)r	Da (mm)	Dr(m)
pompe à axe horizontale	5	1069	84	PM150/4B	72.5	1450	386	4.99	150	125

VII.5 Détermination de la hauteur admissible d’aspiration :

La pompe est installée en aspiration :

Pour que la pompe soit bien calée vis-à-vis de la cavitation

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

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

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

-La longueur d’aspiration $L_{asp} = 5$ m

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{5 \cdot 4}{1000} = 0,02 \text{ m}$$

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

$$\sum h_p^{sing} = 0,15 \cdot 0,02 = 0,003 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = \frac{4 \cdot 0,099}{3,14 \cdot (0,15)^2} = 1,34 \text{ m/s} \quad Da = (1,2 \div 1,5) \text{ da}$$

Da : Diamètre de la tulipe d’aspiration.

$$\frac{V_{asp}^2}{2 \cdot g} = \frac{1,34^2}{2 \cdot 9,81} = 0,068 \text{ m}$$

$$\frac{P_v}{\omega} = 0,183 \text{ à } 18^\circ \text{ c}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,183 - 0,023 - 0,068 - 4,99 - 0,5 = 5,07 \text{ m}$$

Notre pompe est loin au risque de cavitation.

La cote de l'axe de la pompe donc est de :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp.adm} - 0,5$$

$$\nabla_{axe} = 1169 + 5,07 - 0,5 = 1173,57 \text{ m}$$

$$\nabla_{axe} = 1173,57 \text{ m}$$

VII.6 Choix du moteur électrique :

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

- Prendre en considération la puissance absorbée.
- Position de l'arbre de moteur (vertical ou horizontal)
- Vérification de nombre de tours de moteur, il faut qu'elle soit égale, plus 200 tr/min ou moins 200 tr/min par rapport à la vitesse de rotation de la pompe.
- La tension d'alimentation du moteur électrique.
- Prendre en considération la variation de la vitesse.

VII.7 Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique :

$$P_{abs} = \frac{\omega \cdot Q_{max} \cdot H_c \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m}$$

$\eta_{tr} = 1$ rendement de L'accouplement

η_m : Rendement du moteur (0,92 – 0,95)

η_p : Rendement de la pompe (0,79)

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le **Tableau VI.8:**

Tableau 8 :Variation du coefficient K en fonction de la puissance P.

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

Pour $P = 132 \text{ KW}$; $K=1,05$;

$$P_{abs} = \frac{9810 \cdot 0,099 \cdot 84 \cdot 1,05}{0,93 \cdot 1 \cdot 0,725} = 127925,6 \text{ w} ; \quad P_{ab} = 127,93 \text{ kw}$$

Et d'après le catalogue des moteurs on trouve que notre moteur électrique a les caractéristiques suivantes :

- Un moteur triphasé 50 hz
- Rotor en court-circuit CAG

VII.8 Choix de l'équipement en amont et en aval des pompes :

Selon l'importance de L'équipement des stations de pompage, on distingue l'équipement principal tel que : les pompes et moteurs principaux, robinets vannes, clapet anti-retour...etc.

L'équipement secondaire (auxiliaire) comporte : les pompes de drainage, système de refroidissement, palan, pompes à vide...etc.

VII.8.1. Equipement en amont :

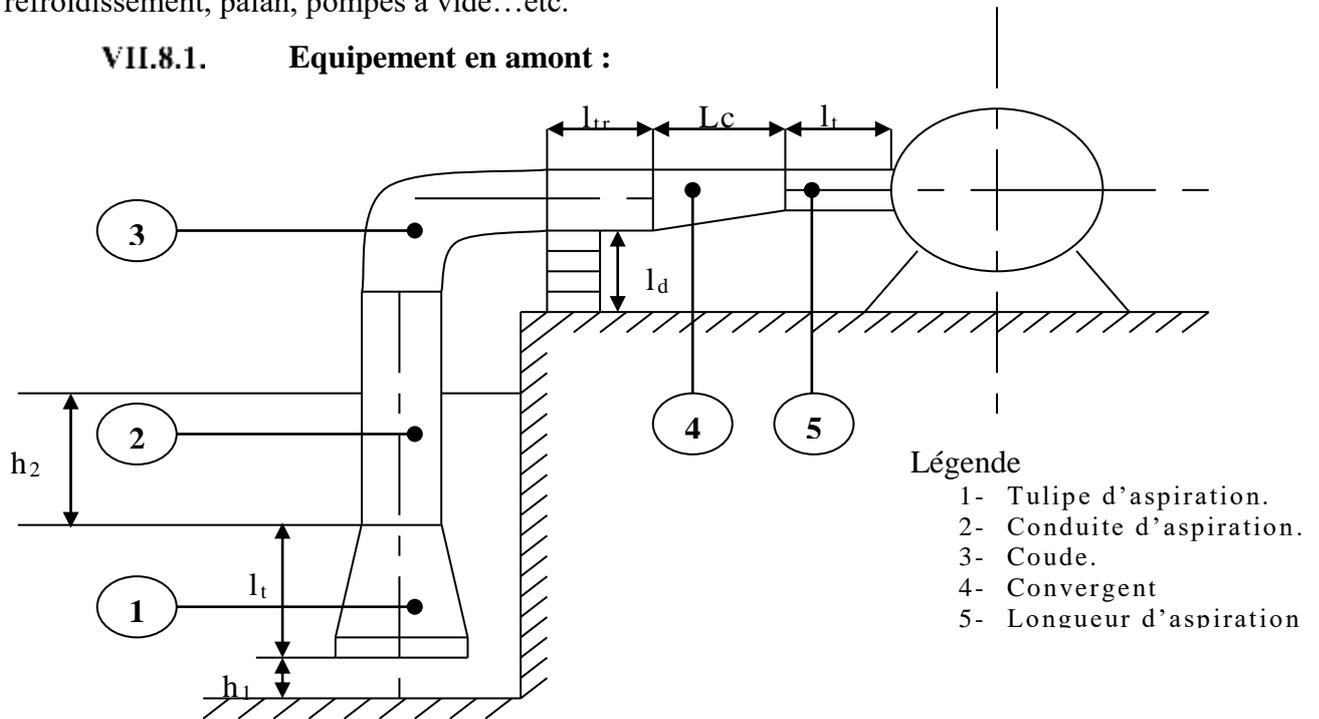


Figure VI.1: Schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe.

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

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

d_a : Diamètre du tulipe d'aspiration. $d_a = 150$;

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

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

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

h_2 : Distance entre la tulipe d'aspiration et le plan d'eau, $h_2=2.da$;

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

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

Tableau 9 :les dimensions des équipements amont installés.

Da (mm)	da (mm)	lt (m)	ltr (m)	ld (m)	h1 (m)	h2 (m)	D (m)
225	150	0.3	0.5	0.3	0.15	0.3	0.3

VIII. Dimensionnement du réservoir de distribution :

VIII.1 Forme de réservoir :

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m³, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs terminaux.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 8 mètres.

VIII.2 Dimensionnement du réservoir par la méthode de bilan d'eau :

Le débit entrant le réservoir de stockage (R.S) pendant 20h est :

Q.jour =180 m³/h pendant 20 h

Tableau 10 : Le bilan de Distributions et l'apport journalier d'eau.

Heur (h)	Apporte (%)	distribution (%)	Stockage (%)	Déstockage (%)	Volume (%)
1	5	4.17	0.83	-	0
2	5	4.17	0.83	-	0.83
3	5	4.17	0.83	-	0
4	5	4.17	0.83	-	0.83
5	5	4.17	0.83	-	1.66
6	5	4.17	0.83	-	2.49
7	5	4.17	0.83	-	3.32
8	5	4.17	0.83	-	4.15
9	5	4.17	0.83	-	4.98
10	5	4.17	0.83	-	5.81
11	5	4.17	0.83	-	6.64
12	5	4.17	0.83	-	7.47
13	5	4.17	0.83	-	8.30
14	5	4.17	0.83	-	9.13
15	5	4.17	0.83	-	9.96
16	5	4.17	0.83	-	10.79
17	5	4.17	0.83	-	11.62
18	5	4.17	0.83	-	12.45
19	5	4.17	0.83	-	13.28
20	5	4.17	0.83	-	14.11

VIII.3 Le diamètre de la cuve :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}}$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m), $3 < h < 8$ m

Le volume du réservoir sera égal :

$$\mathbf{Vu} = \frac{14.11 * 3600}{100} = 507\mathbf{m}^3$$

D'où la capacité normalisée du réservoir (m^3) sera : $V_n = 500m^3$.

Les dimensions du réservoir sont de 6 m de hauteur.

$$D = \sqrt{\frac{4 * 500}{\pi * 6}} = 10 \text{ m.}$$

IX. Conclusion :

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite gravitaire de diamètre **DN=327.8 mm** qui permet de véhiculer le débit jusqu'aux bache de reprise **300 m³**.et conduite de refoulement de diamètre **DN=630 mm** qui transfert l'eau vers un réservoir d'une capacité de stockage de **500 m³** avec une hauteur manométrique **HMT=84m**, et nous avons pu déterminée le nombre et le type de pompe favorable aux conditions de refoulement.

CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'IRRIGATION**I. Introduction :**

Le réseau d'irrigation est un ensemble d'éléments qui permet d'assurer le transport, la répartition, la mise en charge et la distribution de l'eau. Il est constitué par des canalisations enterrées, livrant l'eau sous pression aux différentes exploitations agricoles par l'intermédiaire des bornes d'arrosages.

L'objectif de ce chapitre est le choix de réseau adéquat, ainsi que la détermination des paramètres hydraulique de ce réseau.

II. Les procédés d'irrigation :

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

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

II.1 Irrigation par aspersion :

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

II.2 Irrigation goutte à goutte (Micro-irrigation) :

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

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

III Découpage des îlots d'irrigation :

Tableau VI-1 Les différentes Parcelles du périmètre

N° Ilot	N° de Parcelle	Surface des parcelles
		(ha)
1	P1	12
2	P2	15
3	P3	18
4	P4	9
5	P5	5
6	P6	21
7	P7	16
8	P8	15
9	P9	12
10	P10	13.5
11	P11	14
12	P12	22
13	P13	13.5
14	P14	13

a. Calcul des débits des îlots

Le but est de définir les débits nécessaires que le système d'irrigation doit véhiculer pour répondre à la demande en eau des cultures. Le débit spécifique est défini d'après les besoins en eau de chaque culture, évalués précédemment à partir de la répartition culturale.

Ce débit a été évalué à : $q_s = 1.4 \text{ l/s/ha}$

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

$$Q_b = q_s \cdot S$$

- **Q_b** : Débit caractéristique de chaque îlot (l/s)
- **q_s** : Débit spécifique moyen (l/s/ha)
- **S** : Superficie de l'îlot (ha)

b. Choix de type de borne :

Le choix de type de borne dépend de la surface généralement on admet !:

- Pour les ilots qu'ont un nombre de parcelles entre [4 -8], et dont la superficie inférieure à 15ha, on prend la borne à quatre prises (Borne de type A4).
 - Pour les ilots qu'ont deux parcelles et dont la superficie inférieure à 15ha, on prend la borne à deux prises (borne de type A2).
 - Pour les ilots qu'ont deux parcelles et dont la superficie dépasse 15ha, on prend la borne à deux prises (Borne de type B).
 - Pour les grands ilots on prévoit des bornes de type C.
- Pour notre cas on a choisie des bornes de type A2.

Tableau VI-2 Calcul des débits des ilots et choix du diamètre et type de borne

N° Ilot	N° de Parcelle	Surface des parcelles(ha)	Débit d'ilot(l/s)
1	P1	12	16.8
2	P2	15	21
3	P3	18	25.2
4	P4	9	12.6
5	P5	5	7
6	P6	21	29.4
7	P7	16	22.4
8	P8	15	21
9	P9	12	16.8
10	P10	13.5	18.9
11	P11	14	19.6
12	P12	22	30.8
13	P13	13.5	18.9
14	P14	13	18.2

c. La méthode classiquement mise en oeuvre comprend trois phases successives :

- **Tracé par proximité**

Nous recherchons tout d'abord le tracé de longueur minimum ayant pour sommet les seules bornes du réseau.

- Tracé à 120°

En créant de nouveaux sommets distincts des bornes, on peut améliorer le tracé précédent en diminuant sa longueur. Les sommets ont au maximum trois arêtes incidentes et les angles des arêtes incidentes sont égaux à 120°.

- Tracé économique

Le tracé à 120° correspond au tracé de longueur minimum après création éventuelle de sommets intermédiaires distincts des bornes. Il est possible de raccourcir la longueur des conduites de diamètre important, quitte à augmenter celles de petit diamètre.

d. Matériaux de construction des canalisations**o Choix des matériaux des conduites**

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché local et leur production en Algérie) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.).

o Les matériaux

Nous utiliserons du canalisation en PEHD.

Avantage du canalisation en PEHD :

- **Resistenzaux chocs** : le canalisation irrigation PEHD est capable d'amortir les petits chocs perçus lors de manutention, de la pose ou des mouvements issus du terrain d'enfouissement.
- **Résistance à l'abrasion et à la corrosion** : les canalisations irrigation PEHD est inerte et ne souffre pas de la corrosion ou résiste à la plupart des agents chimiques.
- **Faible coefficient de rugosité** : pas de dépôt organique et peu de part de charge.
- **Rapidité de mise en oeuvre** : grâce à sa légèreté et ses grandes longueurs ainsi que l'opérabilité du raccordement.

- **Trocons de produits en grande longueur** : grace a un procédé d'extraction continu et des propriétés mécaniques uniques ,il est possible de produire des tubes atteignant d'un seul tenant lusieurs centaines de mètres.
- **Souplesse et flexibilité** : tant pour les coups de béliers,que les déformations de terrains ou changement de direction du tracé du réseau,le tube reste continu et conserve toutes ses propriétés sans travaux supplémentaire.

Avec une production sans déchet et sans odeur ,il bénéficie d'une durée de vie plus longue et d'une filière de recyclage intégral. Les canalisations irrigation PEHD s'inscrit comme une solution idéale pour les efforts de protection de l'environnement.

III.1 La méthode de calcul des débits des tronçons

Dans le cas de la distribution à la demande le débit affecté à chaque prise est supérieur au débit fictif continu qui lui est nécessaire. Ce qui va engendrer des débits énormes si on procède par sommation pour le calcul des débits à transiter par les différents tronçons du réseau de distribution. Pour cela on va utiliser la méthode de réseau ramifié avec un conduit télescopique.

III.1.1 Application de la méthode :

Tableau VI-5 : calcul de débits des nœuds et des tronçons

détermination des débits des tronçons						
Qsp (l/s) =	0,0825		Long max (m)	4805.4		
N° Nœud	N° Tronçon	Long (m)	Qr (l/s)	Qns (l/s)	Qnt (l/s)	Qtr (l/s)
1	1-2	221	9,624	13,130	13,130	53.43
	1-9	382	16,635			84.98
2	1-2	221	9,624	7,664	7,664	53.43
	2-3	131	5,705			48.14
3	2-3	131	5,705	7,425	7,425	48.14
	3-4	210	9,145			45.00
4	3-4	210	9,145	5,574	5,574	45.00
	4-5	46	2,003			39.97
5	4-5	46	2,003	2,744	2,744	39.97
	5-6	80	3,484			38.85
7	6-7	268	11,671	11,954	11,954	38.85
	7-8	281	12,237			32.43

8	7-8	281	12,237	9,189	9,189	32.43
	8-9	141	6,140			25.70
9	8-9	141	6,140	6,075	6,075	25.70
	9-10	138	6,010			22.32
10	9-10	138	6,010	8,078	8,078	22.32
	10-11	233	10,147			19.01
11	10-11	233	10,147	8,122	8,122	19.01
	11-12	140	6,097			13.43
12	11-12	140	6,097	10,103	10,103	13.43
	12-13	324	14,110			10.08
13	12-13	234	10,190	6,162	6,162	10.18
	13-14	49	2,134			4.84
14	13-14	49	2,134	4,398	4,398	4.84
	14-15	153	6,663			3.66
15	14-15	153	6,663	3,331	3,331	3.66

III.1.2 Les pertes de pressions sont calculées par application de la formule Darcy-WEISBACH

Des tuyaux en PEHD seront utilisés dans le système. Les données d'entrée de calcul pour le système de Tagherist sont présentées dans les tableaux de note de calcul hydraulique. Dans ce dernier calcul en fait les débits à l'intérieur du réseau de tuyaux et les pertes de charge dans chaque tronçon, ainsi que les pressions dans chaque nœud.

. Pertes de charge

Les pertes de charges sont calculées par la formule de LECHAPT et CLAMON telle que décrite ci-dessous :

Pour les conduites en béton précontraint : $J = 1.54 * Q^{1.96} * D^{-5.19}$

Pour les conduites PEHD : $J = 1.32 * Q^{1.89} * D^{-5.01}$

Les résultats de calcul de Dimensionnement du réseau d'irrigation sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV-3 : Calculs hydrauliques sur les nœuds.

Nœud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
N1	1194.86	219,5	1215.31	20,45
N2	1190.55	7	1211.58	21,03
N3	1180.12	212,5	1202.40	22,28
N4	1180.56	6,54	1214.20	33,64
N5	1180.62	205,96	1213.80	33,18
N6	1176.23	6,86	1199.93	23,70
N7	1168.25	173,03	1209.95	41,70
N8	1165.58	5,4	1207.34	41,76
N9	1157.21	167,63	1198.28	41,07
N10	1150.24	14,81	1190.52	40,28
N11	1146.89	152,82	1204.15	57,26
N12	1195.01	152,82	1249.93	54,92
N13	1193.25	16,22	1248.97	55,72
N14	1204.73	136,6	1248.97	59,47
N15	1208.78	22,22	1264.20	60,56

IV. Projection d'un système d'irrigation par aspersion sur une parcelle de Blé dur :

On va projeter une installation d'aspersion semi mobile comprenant des canalisations principales fixes et des rampes mobiles. De ce fait on prend un îlot qui va servir de modèle pour tous les autres. Aléatoirement on a pris le numéro (I-9) qui s'étend sur une superficie égale à 10 ha, La parcelle est de forme rectangulaire présente des dimensions de 400x250 m².

IV.1 Le diamètre de l'ajutage :

La texture du sol étant limono-argileuse la perméabilité du sol est donc de K= 20mm/h.

On pose $p \leq k$ tel que p : pluviométrie de la buse.

Le diamètre de la buse est calculé par la relation suivante :

$$p = \frac{1.5 \cdot d}{0,6}$$

$$d = \frac{11 \times 0,6}{1,5} = 4.4\text{mm}$$

D'après la fiche technique d'un arroseur, le diamètre de la buse normalisé le plus proche est de **4.8mm**.

IV.2 La portée du jet (L) :

La portée du jet est calculée par l'équation suivante :

$$L = 3 \times d^{0.5} \times h^{0.25}$$

Tel que d : diamètre de la buse (mm)

h : pression à la buse (40m)

$$L = 3 * 4.8^{0.5} \times (40)^{0.25} = \mathbf{16.5m}$$

Comme cette formule demande encore plus de précision on va prendre la valeur du catalogue Figure annexe (5), pour le diamètre de la buse de 4.8mm et une pression de 3.5 bars la portée est de **16.5m**.

IV.3 Calcul des écartements entre les rampes et arroseurs :

Les normes recommandent l'écartement maximum suivant :

$$E_l \text{ entre les lignes d'arrosage : } 1.3 \text{ à } 1.02 L.$$

$$E_a \text{ entre les arroseurs sur la rampe : } 0.8 \text{ à } 0.5 L.$$

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

Les valeurs minimales à des conditions correspondent à des conditions de vitesse du vent assez dures (>15Km/h).

Notre zone d'étude présente des vitesses maximales de vent de l'ordre de 3 m/s = 10,8 Km/h, donc on prend les valeurs maximales :

$$E_l = 1,02 \times 16 = 16,32$$

$$E_a = 0,5 \times 16 = 8,25m$$

On prend les valeurs normalisées des écartements qui sont donc **E_l=18m**, **E_a=24m**, d'après la Figure annexe (5), la valeur de (E_l×E_a) correspond à (18×24) m.

IV.4 Calcul du débit de l'asperseur :

Le débit d'un asperseur est calculé par la relation suivante :

$$q = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = 0,95 \times \frac{3,14 \times (4,8 \times 10^{-3})^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 40} = 1,73 m^3 / h$$

h : pression à la buse (40m)

m=0,95

Ou bien à partir du tableau annexe on trouve q = **1.73 m³/h**.

IV.5 Vérification de la pluviométrie de la buse :

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

$$p = \frac{q}{E_l \times E_a}$$

$$p = \frac{1,73}{18 \times 24} = 4 \text{ mm/h}$$

Donc le diamètre d de la buse assurera une pluviométrie $P \leq K = 20 \text{ mm/h}$.

IV.6 Le temps nécessaire pour donner une dose par 1 asperseur :

Le temps T pour donner une dose sans dépasser la capacité d'infiltration est calculé par la relation suivante :

$$T = \frac{\text{dose}}{p}$$

La dose est la réserve facilement utilisable RFU en mm.

RFU = 70 mm = la Dose

Dose réelle = $70 \times 0,9 = 63 \text{ mm}$

Dose brut = $63 / 0,75 = 84 \text{ mm}$, avec 0,75 et c'est l'efficience de l'asperseur.

$$T = \frac{D_{\text{brut}}}{P} = \frac{84}{4} = 21 \text{ h}$$

Donc on pourra adapter un (1) position par jour pour un asperseur, ce qui donne un temps de fonctionnement d'un asperseur par jour égal à 21h.

VII.6.1 Nombre D'irrigation :

$$N_i = \frac{B_{\text{net}}}{\text{Dose}} = \frac{188}{70} = 3 \text{ fois/mois.}$$

$$D_r = \frac{B_{\text{net}}}{3} = 63 \text{ mm}$$

VII.6.2 La durée d'une rotation d'irrigation :

$$D(jr) = \frac{24}{3} = 8j$$

IV.7 Volume fourni par 1 asperseur pendant 1 mois :

V = nombre de positions par jour × nombre de jour par mois × dose × $E_l \times E_a$

$$V = 1 \times 24 \times 0,07 \times 18 \times 24 = 725,78 \text{ m}^3.$$

IV.8 Volume à épandre en 1 mois sur toute la parcelle :

$$V_t = \text{besoin mensuel en eau} \times S = (\text{m}^3).$$

Pour le mois de pointe :

$$B_{\text{mensuel}} = 188 \text{ mm} = 188 \times 10 = 1880 \text{ m}^3/\text{ha}, \quad \text{et } S = 10 \text{ ha (la surface de blé).}$$

$$V_t = 1880 \times 10 = 18800 \text{ m}^3$$

IV.9 Le nombre d'asperseurs :

Le nombre d'asperseurs se calcul par le rapport entre toute la quantité d'eau à épandre durant le mois de pointe sur la quantité que peut apporter un seul asperseur

$$N_{\text{asp}} = \frac{V_t}{V_{\text{asp}}} = \frac{18800}{725,78} = 26 \text{ asp}$$

Donc le nombre d'asperseurs qu'on va utiliser est de $N=26$.

IV.10 Calcul du nombre de rampes :

La longueur de la rampe :

$$\frac{l_{\text{arg eur}}}{2} - \frac{E_a}{2} = \frac{250}{2} - \frac{24}{2} = 113 \text{ m}$$

Donc la longueur de la rampe est égale **113m**.

Nombre d'asperseurs par rampe :

$$N_a = \frac{l_{\text{arg eur}}}{E_a} + 1 = \frac{113}{24} + 1 = 5 \text{ asp}$$

Nombre de rampes :

$$N_R = \frac{N}{N_a} = \frac{26}{5} = 5 \text{ rampe}$$

Le débit de la rampe = le débit de l'asperseur \times le nombre d'asperseur/ rampe.

$$Q_r = 1.73 \times 5 = 8.65 \text{ m}^3/\text{h}.$$

debit total $8.65 * 5 = 43.25 \text{ m}^3/\text{h}$

Nombre de position de rampes :

$$N_r = \frac{L}{E_l} = \frac{400}{18} = 22$$

IV.11 Nombre de poste :

$$N_{\text{poste}} = N_{\text{posit}} \frac{N_{\text{bonde}}}{N_r} = 22 \frac{2}{4} = 11 \text{ poste}$$

IV.12 Surface de chaque poste

$$S_{\text{poste}} = \frac{S}{N_{\text{poste}}} = \frac{10}{11} = 0.9 \text{ ha}$$

IV.13 Dimensionnement des canalisations :

VII.13.1 Calcul des pertes de charge :

L'expression générale des pertes de charges linéaire dans les tubes est calculée généralement par une formule de type Manning :

$$j = a \frac{Q^b}{D^c}$$

Avec : j : perte de charge unitaire en m/m

Q : débit en m³/s.

D : diamètre de la canalisation en m.

La formule de Manning correspond aux paramètres suivants :

$$a=10.294 \text{ n}^2; \quad b=2; \quad c=5.333$$

Soit une rampe équipée de m asperseurs, implantés à un écartement E , avec un asperseur disposé à une distance E du début de la rampe. La perte de charge totale dans la rampe est :

$$\Delta H = \left[\frac{a \cdot Q^b}{D^c} \right] \cdot E \cdot \frac{1}{m^b} \sum_{i=1}^m i^b$$

Le premier terme entre crochets représente la perte de charge unitaire j provoqué par le débit Q entrant dans la rampe de diamètre D .

Le deuxième terme peut définir une longueur fictive de la rampe L_f , par laquelle il suffit de multiplier la perte de charge unitaire j pour obtenir la perte de charge totale de la rampe.

$$\Delta H = j \cdot L_f$$

En effet, du point de vue perte de charge, chacune des rampes de notre réseau est équivalente à une conduite portant un débit de 17,4 m³/h sur une longueur fictive égale à 44 m.

Pour l'asperseur le plus défavorisé, le trajet le plus long est donc de $(110 - 24) + 44 = 130$ m en longueur fictive.

La pression de fonctionnement de l'asperseur est de 4 bars. L'application de la règle de **Christiansen** conduit à imposer une perte de charge maximale de 0.8 bars (8 m.c.e) entre l'asperseur le plus défavorisé (à l'extrémité du trajet de 114 m) et l'asperseur le plus favorisé (au voisinage de la desserte). La perte de charge unitaire moyenne sur ce trajet serait donc :

$$i = \frac{8}{130} = 0,06 \quad \text{m/m}$$

VII.13.2 Diamètre de la conduite d'approche :

Les conduites en aluminium à accouplement rapide, disponible sur le marché ont les diamètres suivants : 49.9 ; 68.9 ; 75.1 ; 100.4 ; 125.5 ; 151 et 201.5mm.

Le diamètre minimum admissible se calculera sur la base de la vitesse maximale admissible (1.8 m/s) :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \times 34.8}{3,14 \times 1.8 \times 3600}} = 83 \text{ mm}$$

Seules les conduites de diamètre 100.4 à 201,5 mm respectent cette condition.

Les diamètres économiques se calculent sur la base des vitesses économiques (1.25- 1.5 m/s) :

$$100.4 \text{ mm} > D_{\text{éco}} > 75.1 \text{ mm.}$$

Cette condition fait apparaître que le diamètre 100.4 mm est le plus approprié.

Le diamètre pour lequel on admet une perte de charge maximale unitaire de 0.06m/m sera :

$$D = \sqrt[5.333]{\frac{0.00103 \cdot Q^2}{J}} = \sqrt[5.333]{\frac{0,00103 \times (34,8)^2}{0,06 \times (3600)^2}} = 81 \text{ mm}$$

Seules les conduites de diamètre 75.1 à 201.5 mm respectent cette condition.

Les pertes de charge réelles dans la conduite d'approche, pour le diamètre **75.1 mm** sont :

$$i = 0,00103 \times \frac{(34,8)^2}{(0,1)^2 \times 3600^2} = 0,06 \text{ m/m}$$

Le diamètre de la conduite d'approche est $D = 75.1 \text{ mm}$

$$\Delta h = i \times L$$

$$\Delta h = 0,06 \times 130 = 7.8 \text{ m}$$

La perte de charge totale sur la conduite d'approche est : 7.8m.

VII.13.3 Diamètre de la rampe :

$$i = \frac{a \times n^2 \times Q^2}{D^{5.333}} = \frac{10,294 \times (0,010)^2}{(0,0689)^{5.333}} \times \left(\frac{8.65}{3600}\right)^2 = 0,038 \text{ m/m}$$

$$\Delta h = i \times L_r = 0,038 \times 45 = 1,71 \text{ m}$$

La perte de charge disponible pour la rampe la plus défavorisée sera donc de : $8 - 1,71 = 6,29 \text{ m}$.

La longueur fictive de la rampe étant de 45 m, la perte de charge unitaire disponible sera égale à :

$$i = \frac{6,29}{45} = 0,14 \text{ m/m}$$

Le diamètre minimum admissible qui correspond à la vitesse maximum admissible sera égal à :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \times 17,4}{\pi \times 1,8 \times 3600}} = 58 \text{ mm}$$

Les conduites qui correspondent à cette condition sont celles ayant des diamètres allant de 68,9 mm à 201.5 mm

Les diamètres à retenir suite aux conditions de vitesses économiques sont :

Pour $1,25 < v < 1,5 \text{ m/s}$ on a $62 > D_{\text{éco}} > 57 \text{ mm}$.

Donc le diamètre le plus approprié est $d = 68,9 \text{ mm}$.

Le diamètre pour lequel on admet une perte de charge maximale unitaire de 0.15m/m est :

$$D_t = \sqrt[5,333]{\frac{0,00103 \times Q^2}{j}} = \sqrt[5,333]{\frac{0,00103 \times (17,4)^2}{0,14 \times (3600)^2}} = 53,9 \text{ mm}$$

Les diamètres qui correspondent à la condition sont ceux allant de 53.9mm jusqu'à 201.5mm.

Le diamètre retenu pour la rampe et qui satisfait ces trois conditions est celui de **43.9mm**.

La perte de charge unitaire provoquée sur la rampe sera :

$$i = \frac{a \cdot Q^b}{D^c} \quad \text{Donc :}$$

$$i = 0,00103 \frac{(17,4)^2}{(0,068)^{5,333} \times (3600)^2} = 0,040$$

Les pertes de charge sur la rampe :

$$\Delta h = i \cdot L = 0,040 \times 45 = 1,82 \text{ m}$$

Les pertes de charge sur l'installation seront égales à :

$$\Delta H_t = \Delta H \text{ conduite d'approche} + (2 \times \Delta H \text{ de la rampe})$$

$$\Delta H_t = 6,29 + (2 \times 1,82) = 9,93 \text{ m}$$

Remarque :

L'écart de pression de 20% (8m) tolérée par rapport à la pression nominale n'est pas dépassé.

V. Projection d'un système d'irrigation goutte à goutte :

V.1 Composition d'une installation d'irrigation goutte à goutte :

V.1.1 Point de fourniture d'eau :

Une crépine filtrante peut être nécessaire si la ressource en eau, constituée par un petit barrage (lac collinaire) ou un cours d'eau, contient de la matière organique ou des particules en suspension, mais non si elle est relativement propre.

V.1.2 La conduite principale :

C'est la conduite qui relie au point de fourniture d'eau les divers portes rampes. Elle est en PVC rigide ou en acier galvanisé comme en irrigation par aspersion. Pour les petites installations, du polyéthylène haute densité peut également être utilisé.

V.1.3 Porte rampes :

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

V.1.4 Les rampes :

Qui sont toujours en PEBD (polyéthylène basse densité), à l'exception de quelques installations où l'on a utilisé du PVC rigide de petit diamètre. Les distributeurs y sont fixés avec un espacement prédéterminé. Il existe d'autres types de rampes qui assurent à la fois le transport et la distribution de l'eau, par exemple les rampes (ou gaines) poreuses ou perforées (à simple ou double section).

V.1.5 Les distributeurs :

Les distributeurs constituent la partie essentielle de l'installation. C'est à partir d'eux que l'eau sort, à la pression atmosphérique, en débits faibles et réguliers. Ils peuvent être des goutteurs à très faible débit (quelques l/h), dont il existe de très nombreux types différents, des ajutages ou des minis diffuseurs dont le débit est un peu plus important (quelques dizaines de l/h).

VI. Les besoins en eau de la parcelle d'Olivier :**Les données de base :**

- Texture moyenne.
- Surface totale d'Olivier est égal 10ha.
- S_a : espacement entre les arbres sur la ligne est égal 4m.
- S_r : espacement entre les lignes de range d'arbre est égal 6m.
- Débit de goutteur est égal 4l/h.
- rayon d'action de chaque goutteur $R = 0,5m$.
- Débit spécifique $q_s = 1,4l/s/ha$.
- Débit caractéristique $Q_c = q_s * S = 1,4 * 10 = 56l/s$.
- Temps de travail maximal par jour est égal 22 heures.
- Surface humidifiée pour un goutteur : $S_h = 3,14 * (R)^2 = 3,14 * (0,5)^2 = 0,785m^2$

$$\Rightarrow \text{Les besoins journaliers } p = \frac{206.8}{31} = 6.67mm / j$$

- **Calcul du K_r :**

$$K_r = C_s + 0,5 * (1 - C_s) = 0,6 + 0,5 * (1 - 0,6) = 0,8 \quad C_s : \text{couverture du sol en\%}.$$

K_r : coefficient de réduction

Les besoins seront réduits sont : $B_{nette} = 6.67 * 0,8 = 5.34\text{mm}$.

- **Calcul des besoins bruts :**

$$B_{brut} = \frac{B_{net}}{R_p} = \frac{5.34}{0,85} = 6.28\text{mm}.$$

Tel que : 0,85 est l'efficience du système d'irrigation localisé.

- **Pourcentage du sol humidifié :**

D'après l'abaque de guide d'estimation : $P=30\%$.

- **La dose nette pratique :**

$$D_{pnet} = RFU = 70\text{mm} * 0,3 = 21\text{mm}$$

- **La dose réelle :**

$$D_r = 21 * 0,9 = 18,9\text{mm}$$

- **La dose brute pratique :**

$$D_b = \frac{D_{pnet}}{R_p} = \frac{21}{0,85} = 24,71\text{mm}$$

- **Fréquence des arrosages**

Espacement entre deux arrosages :

$$F = \frac{D_{net}}{B_{net}} = \frac{21}{5.34} = 4\text{j}.$$

- **La durée d'arrosage :**

$$t = \frac{D_{brut} * S_a * S_r}{N_g * Q_g} = \frac{24,71 * 6 * 4}{4 * 4} = 37\text{h}$$

- **Nombre de poste :**

$$N_p = \frac{F * t}{D_j} = \frac{4 * 37}{9.25} = 16\text{postes}$$

- **Surface de la parcelle :**

$$S_p = \frac{S_t}{N_p} = \frac{40}{16} = 2.5\text{ ha}$$

- **Nombre de poste en marche par jour :**

$$N_{p/jour} = N_p / F = 16/4 = 4\text{ poste pour un jour}.$$

- **Surface de la rampe :**

$$A_l = L_r * S_p = 200 * 6 = 1200\text{ m}^2$$

- Nombre de rampe par poste :

$$N_r = \frac{\text{Surfaceposte}}{AL} = \frac{4 \cdot 10^4}{1200} = 21 \text{ rampe.}$$

- Nombre de goutteurs par rampe :

Le nombre de goutteurs par disposition sera calculé comme suit :

$$N_g = \frac{L_{rampe}}{Sa}$$

Tel que L : longueur de la rampe L = 200 m

E : espacement entre ponts de distribution.

$$N_g = \frac{200 \cdot 4}{4} = 200 \text{ Goutteurs.}$$

- Le débit moyen par rampe :

$$Q_r = N_g \times Q_g$$

Tel que : N_g = nombre de goûteurs

Q_g = Débit d'un goûteur

$$Q_r = 4 \cdot 200 = 800 \text{ l/h}$$

- Le débit de toutes les rampes ou de la porte rampe :

Le débit demandé pour le fonctionnement simultané des 21 rampes est de :

$$Q_{\text{porte}}^{\text{rampe}} = Q^{\text{rampe}} \times N^{\text{rampe}}$$

$$Q = 800 \times 21 = 16800 \text{ l/h.}$$

VI.1 Calcul hydraulique :

VI.1.1 Calcul des diamètres des portes rampes, des rampes et de la conduite principale :

Le diamètre de toutes ces conduites par la condition de vitesse maximale est :

La vitesse maximale admissible est de 1.8m/s, ce qui donne

Le diamètre des conduites selon la condition des pertes de charges :

Si on admet que pour chaque rampe on a besoin d'une pression égale à 1bar. Et qu'on assimile les portes rampes à des rampes cas de l'aspersion classique, la règle de Christiansen nous indique que les pertes de charges ne doivent pas dépasser 20% de la pression de service ce qui correspond à (2 m.c.e). Pour cette assimilation on doit introduire la notion de la longueur équivalente déjà vue dans le dimensionnement de l'aspersion classique.

VI.1.2 Conditions hydrauliques

Variation maximale de débit entre goutteurs

Variation maximale de la pression

$$q = K \times H^x ; x=0.5$$

$$\frac{\Delta q}{q_g} = x \times \frac{\Delta H}{H_n}$$

H_n : Pression nominale

H=10mce

Règle de Christiansen :

$$\Delta q / q = 10\% = 0,1 \quad \text{ou} \quad \Delta H / H = 0,2$$

$$\Delta q / q = 0,5 * \Delta H / H \implies 0,1 = 0,5 * \Delta H / 10 \implies \Delta H = 1 / 0,5 = 2mce$$

Perte de charge singulière : 10% de ΔH

Perte de charge linéaire : 1/3 \implies dans porte rampe, et 2/3 \implies dans la rampe.

Perte de charge linéaire : $\Delta H - 0,10 \Delta H = 1,8$ mce

Pour la porte rampe : $\Delta H = 1,8 * 1/3 = 0,6$ mce

Pour la rampe : $\Delta H = 1,8 * 2/3 = 1,2$ mce

VI.1.3 Canalisation :

- **Le diamètre de la rampe :**

$$D = \left[\frac{P^r_{dc} \times 2,75}{0,478 \times Q_r^{1,75} \times L_r} \right]^{(-1/4,75)}$$

$$D = \left[\frac{1,2 \times 2,75}{0,478 \times (800)^{1,75} \times 200} \right]^{(-1/4,75)} = 24\text{mm}$$

Si on recalcule les pertes de charge :

$$j_{PVC} = \left[\frac{0,478 \times D^{-4,75} \times Q^{1,75} \times L}{2,75} \right]$$

$$j_{PVC} = \left[\frac{0,478 \times (24)^{-4,75} \times (800)^{1,75} \times 200}{2,75} \right] = 1,16 \text{ mce}$$

$j_{PVC} = 1,16 \text{ m} < 1,2 \text{ m} \implies$ la condition est vérifiée

- **La vitesse de l'eau dans la rampe :**

$$V = \frac{4 * Qr}{3,14 D r^2} = \frac{4 * (800 / 3600 * 1000)}{3,14 * (0,024)^2} = \frac{4 * 0.00011}{3.14 * (0.016)^2} = 0,49\text{m/s}$$

- **Diamètre de la porte rampe :**

$$D = \left[\frac{P_{dc} \times 2,75}{0,478 \times Q_r^{1,75} \times L_r} \right]^{(-1/4,75)}$$

$$D = \left[\frac{0,6 \times 2,75}{0,478 \times (16800)^{1,75} \times 126} \right]^{(-1/4,75)} = 77 \text{ mm}$$

$$j_{PVC} = \left[\frac{0,478 \times (77)^{-4,75} \times (16800)^{1,75} \times 126}{2,75} \right] = 0,59 mce$$

- **Les pertes de charge :**

$$j_{PVC} = 0,59 m \leq 0,6 m \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **La vitesse de l'eau dans la porte rampe :**

$$V = \frac{4 * Q_{pr}}{3,14 D_{pr}^2} = \frac{4 * 0,0047}{3,14 * (0,077)^2} = 1 m/s$$

Tableau 3 :Les besoins en eau et calcul hydraulique de la parcelle d'olivier, pommier .

calcul des paramètres hydrauliques	unité	Olivier	Pommier
surface totale	ha	10	15
la distance entre les rampes	m	6	6
la distance entre les cultures	m	4	5
débit de gouteur	l/heur	4	4
temps maximal de travail	heur	18	18
besoin nette	mm	206,8	288
besoin journalier	mm/j	6,67	9,3
Kr		0,8	0,8
besoin*kr	mm	5,34	7,44
besoin brut	mm	6,28	8,75
dose pratique	mm	21	21
dose réelle	mm	18.9	18,9
la dose brute	mm	24.71	22,23
fréquence d'arrosage	j	4	3
la durée d'arrosage	heur	37	33
la durée d'arrosage	heur	9.25	11
nombre de poste	poste	16	9
surface de porte rampe (poste)	ha	2.5	1,67
Nombre de poste par jour		4	3
surface de rampe	m ²	1200	600
nombre de la rampe	rampe	21	28
largeur de poste	m	126	167
nombre de goutteurs par rampe	goutteur	200	100
Q par rampe	l/h	800	400
Q par portes rampe	l/h	16800	11200
diamètre de la rampe	mm	24	16
diamètre de porte rampe	mm	77	70
j _{pvc} de la rampe	m	1.16	1,18
j _{pvc} de porte rampe	m	0,59	0,57
Vitesse de rampe	m/s	0,49	0,54
Vitesse de porte rampe	m/s	1	0,8

- **Le diamètre de la conduite secondaire :**

$$Q = V \times S \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}}$$

La vitesse maximale admissible est de 1.8 m/s, ce qui donne

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,014}{\pi \times 1,8}} = 100 \text{ mm}$$

- **Les pertes de charge dans la conduite secondaire (487 m) :**

$$j_{PVC} = \left[\frac{0,478 \times D^{-4,75} \times Q^{1,75} \times L}{2,75} \right]$$

$$j_{PVC} = \left[\frac{0,478 \times (100)^{-4,75} \times (50400)^{1,75} \times 487}{2,75} \right] = 4,54 \text{ mce}$$

- **Dans une canalisation assurant un débit en route :**

La perte de charge est calculée par la formule suivante :

$$J = \frac{L}{2,75} = 0,036 \frac{487}{2,75} = 6,37$$

VI.1.4 La pression dans le goûteur le plus défavorisé :

- **Pour les l'ilot d'Olivier (I-8) :**

$$P = 1.16 + 0,59 + 4.54 + 10 = 16.29 \text{ m} = \mathbf{1.6 \text{ bar}}$$

- **Pour l'ilot de Pommier (I-7) :**

$$P = 0.89 + 0,26 + 3 + 10 = 14.15 \text{ m} = \mathbf{1,4 \text{ bar}}$$

VI.1.5 La pression nécessaire en tête des ilots du périmètre :

- **Pour l'ilot de Pommier (I-7) :**

$$\Delta H = 1245 - 1180 = 65 \text{ m} = \mathbf{6,5 \text{ bar}}$$

- **Pour l'ilot d'Olivier (I-8) :**

$$\Delta H = 1245 - 1205 = 40 \text{ m} = \mathbf{4 \text{ bar}}$$

Donc la pression en tête des ilots est assurant les goûteurs les plus défavorisé.

VI.1.6 La pression nécessaire en tête du périmètre :

On a : Le diamètre à la sortie de Bassin de stockage et le nœud N₅ est 500 mm (diamètre donnée)

$$\text{Donc : } Q = V \times S = (V \times \pi \times D^2) / 4$$

Q : débit maximal pour une journée.

V : la vitesse maximale

S : section de la conduite

$$V = 4 \cdot Q / \pi \cdot D^2 = 4 \cdot 0,297 / 3,14 \cdot (0,5)^2 = 1,5 \text{ m/s}$$

Le point le plus défavorable est situé au 1227m, et la cote radier de Bassin de stockage est 1245m.

$$C_{pN-5} = 1227 + 10 = 1237 \text{ m}$$

$$\Delta H_t = \frac{K \times L \times Q^\beta}{D_{av}^m}$$

$$\Delta H_t = \frac{0,00179 \times 84 \times (0,297)^2}{(0,50)^{5,3}} = 0,52 \text{ m}$$

Donc :

$$C_r - \Delta H_t = 1245 - 0,52 = 1244,48 \text{ m} \geq 1237 \text{ m}$$

Donc la pression en tête du périmètre est assurée.

VII. Conclusion :

Dans le présent dossier et après avoir donné les différents modes d'irrigation par taille et type d'exploitation en se basant sur les données de l'enquête foncière, et la situation développée.

En opte par un mode d'irrigation mixte (aspersion+ goutte à goutte).

Ce mode sera exploité dans les phases suivant :

- Le système Goutte à goutte est orienté pour l'arboriculture.
- Le système aspersion est proposé pour la céréaliculture et les cultures maraichères.

CHAPITRE VIII : CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

I. Introduction :

Le calcul du devis estimatif et quantitatif, nous permis d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, Ce calcul consiste alors à déterminer les quantités de toute les opérations effectuées sur terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multipliées par le prix unitaire correspondant.

Le but de ce chapitre est estimé toute les frais du projet pour des raisons économiques.

II. Devis du réseau d'irrigation :

II.1 Calcule des volumes des terrassements :

II.1.1 Pour le canal principale (Adduction) :

- Calcul du volume de déblai :

La surface à calculer est la surface rectangulaire

$$S = B * H ; H = 1 \text{ m}$$

$$B = d + (0.5 \div 1.2)$$

$$\text{Donc: } B = 1 + \emptyset$$

Tableau 1 : calcul du volume de déblai

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	H (m)	Largueur d'une tranchée b :(m)	Volume de déblai (m ³)
630	5651	2	1,6	18083,2
500	3658	2	1,5	10974
400	893	1,5	1,4	1875,3
315	4465	1,3	1,3	7545,85
250	2139	1,3	1	2780,7
200	3589	1,2	1	4306,8
160	2005	1,2	1	2406
125	1374	1,1	1	1511,4
110	342	1,1	1	376,2
90	484	1,1	1	532,4
Total				49859,45

Donc le volume total de déblai : $V_{\text{déblai}} = 49859.45 \text{ m}^3$

II.1.2 Calcul du volume de lit de sable :

$$V = e * b * L$$

e : épaisseur

b : largeur de tranchée

Tableau 2 calcul du volume de sable

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite L (m)	e (m)	Largueur d'une tranchée b :(m)	Volume de sable (m ³)
630	5651	0,1	1,6	904,16
500	3658	0,1	1,5	548,7
400	893	0,1	1,4	125,02
315	4465	0,1	1,3	580,45
250	2139	0,1	1	213,9
200	3589	0,1	1	358,9
160	2005	0,1	1	200,5
125	1374	0,1	1	137,4
110	342	0,1	1	34,2
90	484	0,1	1	48,4
Total				3151,63

Donc le volume total du lit de sable : $V_{\text{sable}} = 3151,63 \text{ m}^3$

II.1.3 Calcul du volume de remblai :

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

V_r : Volume du remblai compacté (m³) ;

V_d : Volume du déblai (m³) ;

V_s : Volume du sable

V : Volume occuper par la conduite (m³) ; $V = L * \frac{\pi * D^2}{4}$

Tableau 3 calcul du volume de remblai

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Volume de déblai (m3)	Volume de sable (m ³)	Volume occupé par la conduite (m ³)	Volume remblai (m ³) du
630	5651	18083,2	904,16	1760,662	15418,38
500	3658	10974	548,7	717,8825	9707,418
400	893	1875,3	125,02	112,1608	1638,119
315	4465	7545,85	580,45	347,7861	6617,614
250	2139	2780,7	213,9	104,9447	2461,855
200	3589	4306,8	358,9	112,6946	3835,205
160	2005	2406	200,5	40,29248	2165,208
125	1374	1511,4	137,4	16,85297	1357,147
110	342	376,2	34,2	3,248487	338,7515
90	484	532,4	48,4	3,077514	480,9225
TOTAL					43488,22

Donc le volume total du remblai : $V_{\text{remblai}}=43488.22\text{m}^3$

III. Devis estimatif total :

Tableau 4 Volumes et coût des travaux totaux

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire(DA)	Montant(DA)
1	Déblai	m ³	49859,45	300	14957835
2	Lit de sable (sable)	m ³	3151,63	800	2521304
3	Conduite (630mm)	mL	5651	15738,79	88939902,29
4	Conduite (400mm)	mL	893	6698,74	5981974,82
5	Conduite (250mm)	mL	2139	2595	5550705
6	Conduite (200mm)	mL	3589	1650,84	5924864,76
7	Conduite (160mm)	mL	2005	1142,25	2290211,25
8	Conduite (125mm)	mL	1374	680,13	934498,62
9	Conduite (110mm)	mL	342	540,5	184851
10	Conduite (90mm)	mL	484	359,09	173799,56
Total					1277459946.27

III.1 Devis estimatif pour la galerie :

Le prix d'un mètre linière égale à 294,375 DA

Notre galerie coûte : $294,375 \times 100 = 29437,5$ DA

III.1.1 Devis estimatif pour les accessoires :

On prend le prix des accessoires (les vannes, les raccords unions, bouchons, goutteurs, réduction) = 0,15 du prix total de réseau d'irrigation.

Tableau 5 Devis estimatif pour le Bassin de stockage

N°	Désignation	Montant HT (Da)
1	Lot Génie Civil	1 710 000,00
3	Lot Equipement Hydraulique	256 507,00
Total (Da)		1 966 507,00

III.1.2 Devis estimatif hors taxe du projet :

$$D_T = D_{\text{adduction}} + D_{\text{accessoires}} + D_{\text{réservoir de stockage}} + D_{\text{galerie de protection}}$$

$$D_T = 127459947 + 29437,5 + 1\,966\,507 + 29021765$$

$$D_{\text{hors tax}} = \mathbf{158477656 \text{ DA}}$$

III.1.3 Devis estimatif Total avec TVA de notre projet :

$$TVA = 17\% D_T = 0,17 * 158\,477\,656 = 26941201 \text{ DA}$$

$$\text{Prix TTC} = \text{prix HT} + TVA = 185418857$$

$$\text{Prix TTC} = \mathbf{185418857 \text{ DA}}$$

IV. Conclusion :

L'estimation du projet n'est vraiment une estimation précise mais elle été proche de la réalité. Le devis total obtenu est relativement importante. Cette élévation est due à l'importance du réseau d'irrigation (les diamètres des conduites sont importants) et l'éloignement de la parcelle sud par rapport au Barrage de **Tagherist**.

CONCLUSION GENERALE :

La zone d'étude se situe au niveau de Khenchela chef-lieu de wilaya, de Daïra de Bouhmama, la commune de l'Yabous, elle est située à l'EST de l'Algerie.

L'objectif de ce mémoire de fin d'étude, est dimensionner le périmètre d'irrigation de **TAGHARIST** (adduction et distribution) dans le but d'assurer une répartition de l'eau de façon uniforme et économique, facteur le plus essentiel dans une telle étude.

L'étude du climat (précipitation-température), montre que notre région a un climat semi-aride et l'analyse du sol nous donne un sol moyenne, pas salé avec une quantité de matière organique moyenne ; et assez perméable.

L'étude hydrologique nous a permis de choisir la série pluviométrique annuelle qu'on doit prendre pour le calcul, cette étude a permis de reconstituer l'année de pluie mensuelle de probabilité 80% pratiquement. Et l'analyse de l'eau d'irrigation indique que l'eau utilisée à une salinité faible.

Suivant les résultats caractérisant la région, nous avons choisi les cultures adaptées avec les données climatique et agro pédologiques.

La détermination des besoins en eau d'irrigation se fait à partir de la détermination de l'évapotranspiration par la méthode de **Penman**.

À la fin de ce travail on est arriver à :

1-Dimensionner une bâche d'eau de volume **300 m³** à partir de laquelle les eaux seront refoulées vers réservoir de distribution.

2-Dimensionner une station de pompage contenant quatre (4) pompes avec deux (2) pompe de secoure avec une **HMT=84m** et un débit de **0,297m³ /s**.

3-Projeter une conduite de refoulement de diamètre **DN630** avec une longueur **5571m**, transportant un débit de **0,297m³/s** avec une protection contre le phénomène de coup de bélier.

4-Dimensionner un réservoir de distribution d'eau d'irrigation de volume **500 m³**.

La simulation du fonctionnement hydraulique du réseau a été faite par le logiciel **Water CAD**.

En fin, et comme tous les projets, on a fait une estimation du coût de la projection, elle se monte à **185 418 857 DA** ce qui représente un investissement considérable d'où la nécessité de faire des calculs hydrauliques minutieux et précis afin d'assurer un fonctionnement correct et optimal.

Bibliographie :

- **ANRH** d'Alger: Partie géologique et Enregistrement pluviométrique « station Yabous, Code 070604 et station Bouhmama, code 070605 », **2014**.
- **ONM khanchela** : Les données climatologique « station Yabous, Code 070604 et station Bouhmama, code 070605 », **2014**.
- BONNIN. J**, Aide mémoire d'Hydraulique urbaine, Editions Eyrolles, Paris, 127pages, **1982**.
- **JEAN. R.T**, Traité d'irrigation, 2^{ème} édition, Edition TEC & DOC, Paris, 1266pages, **2006**.
- **KHELIFA.A**, Dimensionnement d'un réseau d'irrigation à partir d'une retenue collinaire (W. Djelfa), Mémoire d'ingénieur, ENSH de BLIDA, 103pages, **2005**.
- **TOUIBIA. B**, Manuel Pratique d'Hydrologie, Office des publications universitaires, 166pages, **2004**.

Annexe-2

2. COEFFICIENTS CULTURAUX (Kc)

CULTURE	Stades de développement de la culture					Durée totale de la période végétative
	Initial	Développement	Mi-saison	Arrière saison	Récolte	
Banancier tropical	0.4-0.5	0.7-0.85	1.0-1.1	0.9-1.0	0.75-0.85	0.7-0.8
Banancier subtropical	0.5-0.65	0.8-0.9	1.0-1.2	1.0-1.15	1.0-1.15	0.85-0.95
Haricot vert	0.3-0.4	0.65-0.75	0.95-1.05	0.9-0.95	0.85-0.95	0.85-0.9
Haricot sec	0.3-0.4	0.7-0.8	1.05-1.2	0.65-0.75	0.25-0.3	0.7-0.8
Chou	0.4-0.5	0.7-0.8	0.95-1.1	0.9-1.0	0.8-0.95	0.7-0.8
Coton	0.4-0.5	0.7-0.8	1.05-1.25	0.8-0.9	0.65-0.7	0.8-0.9
Raisin	0.35-0.55	0.6-0.8	0.7-0.9	0.6-0.8	0.55-0.7	0.55-0.75
Arachide	0.4-0.5	0.7-0.8	0.95-1.1	0.75-0.85	0.55-0.6	0.75-0.8
Mais doux	0.3-0.5	0.7-0.9	1.05-1.2	1.0-1.15	0.95-1.1	0.8-0.95
Mais grain	0.3-0.5*	0.7-0.85*	1.05-1.2*	0.8-0.95	0.55-0.6*	0.75-0.9*
Oignon sec	0.4-0.6	0.7-0.8	0.95-1.1	0.85-0.9	0.75-0.85	0.8-0.9
Oignon vert	0.4-0.6	0.6-0.75	0.95-1.05	0.95-1.05	0.95-1.05	0.65-0.8
Pois, frais	0.4-0.5	0.7-0.85	1.05-1.2	1.0-1.15	0.95-1.1	0.8-0.95
Poivron, frais	0.3-0.4	0.6-0.75	0.95-1.1	0.85-1.0	0.8-0.9	0.7-0.8
Pomme de terre	0.4-0.5	0.7-0.8	1.05-1.2	0.85-0.95	0.7-0.75	0.75-0.9
Riz	1.1-1.15	1.1-1.5	1.1-1.3	0.95-1.05	0.95-1.05	1.05-1.2
Carthame	0.3-0.4	0.7-0.8	1.05-1.2	0.65-0.7	0.2-0.25	0.65-0.7
Sorgho	0.3-0.4	0.7-0.75	1.0-1.15	0.75-0.8	0.5-0.55	0.75-0.85
Soja	0.3-0.4	0.7-0.8	1.0-1.15	0.7-0.8	0.4-0.5	0.75-0.9
Betterave sucrière	0.4-0.5	0.75-0.85	1.05-1.2	0.9-1.0	0.6-0.7	0.8-0.9
Canne à sucre	0.4-0.5	0.7-1.0	1.0-1.3	0.75-0.8	0.5-0.6	0.85-1.05
Tournesol	0.3-0.4	0.7-0.8	1.05-1.2	0.7-0.8	0.35-0.45	0.75-0.85
Tabac	0.3-0.4	0.7-0.8	1.0-1.2	0.9-1.0	0.75-0.85	0.85-0.95
Tomate	0.4-0.5	0.7-0.8	1.05-1.25	0.8-0.95	0.6-0.65	0.75-0.9
Pastèque	0.4-0.5	0.7-0.8	0.95-1.05	0.8-0.9	0.65-0.75	0.75-0.85
Blé	0.3-0.4	0.7-0.8	1.05-1.2	0.65-0.75	0.2-0.25	0.8-0.9
Luzerne	0.3-0.4				1.05-1.2	0.85-1.05
Agrumes sarclés sans sarclage						0.65-0.75 0.85-0.9
Olivier						0.4-0.6

Premier chiffre : avec forte humidité (HR_{min} > 70%) et vent faible (U < 5 m/sec).
 Second chiffre : avec faible humidité (HR_{min} < 20%) et vent fort (> 5 m/sec).

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage n° 33, Tableau 18.

Annexe-3

5 RESERVE D'HUMIDITE FACILEMENT UTILISABLE (RFU)

DONNEES GENERALES SUR LA PROFONDEUR D'ENRACINEMENT DES CULTURES EN PHASE DE PLEIN DEVELOPPEMENT, FRACTION DE L'EAU UTILISABLE (p) ET RESERVE FACILEMENT UTILISABLE (p.Sa) POUR DIFFERENTS TYPES DE SOLS (en mm/m de profondeur) QUAND ET_{cault} = 5-6 mm/jour

Culture	Profondeur d'enracinement (d) m	Fraction (p) de l'eau utilisable ²	Réserve d'eau facilement utilisable (p.Sa) mm/m ¹		
			T.fin	T.moyenne	T.grossière
Luzerne	1.0-2.0	0.55	110	75	35
Banane	0.5-0.9	0.35	70	50	20
Orge ²	1.0-1.5	0.55	110	75	35
Haricot ²	0.5-0.7	0.45	90	65	30
Betterave	0.6-1.0	0.5	100	70	35
Chou	0.4-0.5	0.45	90	65	30
Carotte	0.5-1.0	0.35	70	50	20
Céleri	0.3-0.5	0.2	40	25	10
Agrumes	1.2-1.5	0.5	100	70	30
Tréfle	0.6-0.9	0.35	70	50	20
Cacou		0.2	40	30	15
Coton	1.0-1.7	0.65	130	90	40
Concombre	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Datte	1.5-2.5	0.5	100	70	30
Fruitiers cadu.	1.0-2.0	0.5	100	70	30
Lin ²	1.0-1.5	0.5	100	70	30
Céréales ²	0.9-1.5	0.6	120	80	40
Céré. d'hiver ²	1.5-2.0	0.6	120	80	40
Vigne	1.0-2.0	0.35	70	50	20
Gazon	0.5-1.5	0.5	100	70	30
Arachide	0.5-1.0	0.4	80	55	25
Laitue	0.3-0.5	0.3	60	40	20
Mais ²	1.0-1.7	0.6	120	80	40
Mais-ensilage		0.5	100	70	30
Melou	1.0-1.5	0.35	70	50	25
Olivier	1.2-1.7	0.65	130	95	45
Oignons	0.3-0.5	0.25	50	35	15
Palmier	0.7-1.1	0.65	130	90	40
Pois	0.6-1.0	0.35	70	50	25
Poivron	0.5-1.0	0.25	50	35	15
Ananas	0.3-0.6	0.5	100	65	30
Pomme de terre	0.4-0.6	0.25	50	30	15
Carthame ²	1.0-2.0	0.6	120	80	40
Sisal	0.5-1.0	0.8	155	110	50
Sorgho ²	1.0-2.0	0.55	110	75	35
Soja	0.6-1.3	0.5	100	75	35
Epinard	0.3-0.5	0.2	40	30	15
Frassier	0.2-0.3	0.15	30	20	10
Betterave suc.	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Canne à sucre ²	1.2-2.0	0.65	130	90	40
Tournesol ²	0.8-1.5	0.45	90	60	30
Patate douce	1.0-1.5	0.65	130	90	40
Tabac - finit.	0.5-1.0	0.35	70	50	25
tard		0.65	130	90	40
Tomate	0.7-1.5	0.4	180	60	25
Légumes	0.3-0.6	0.2	40	30	15
Blé	1.0-1.5	0.55	105	70	35
maturité		0.9	180	130	55
Volume total d'eau du sol disponible (Sa) (mm/m)			200	140	60

Quand ET_{cault} < 3 mm/jour, augmenter les valeurs de 30 % ; quand ET_{cault} > 8 mm/jour, réduire les valeurs de 20 %. Ceci suppose des conditions non salines (CEC < 2.35/m).

2 Des valeurs supérieures à celles indiquées ici sont observées durant la maturation.

Sources: Taylor (1965), Stuart et Hagan (1912), Salter et Goode (1967), Rijtema (1965), etc.

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage N° 24, Tableau 39 (nouvelle version).

Annexe-4

Calcul des besoins :

Annexe-4.1

Blu dur	Phase	Kc	Eto mm/mois	ETM mm/mois	Peff mm/mois	RFU mm/m	B=ETM- (Peff+RFU)
SEP		-	210,3	-	24	0	-
OCT		-	161,2	-	18,1	70	-
NOV	Init	0,3	122,1	37	22,1	70	0
DEC	Crois	0,35	105,71	37	20,8	70	0
JAN	Crois	0,52	85,56	44	20	70	0
FIV	Crois	0,71	75,32	54	17,3	70	0
MAR	Crois	0,88	111,29	98	26,4	70	0
AVR	Mi-sais	1,07	132,6	142	24,8	50	67,2
MAI	Mi-sais	1,15	191,58	220	26,4	35	158,6
JUN	Arr-sais	0,9	223,8	201	13	0	188
JUL	Arr-sais	0,35	267,22	93	6	0	0
AOU		-	261,64		10,4	0	
TOTAL		-	1948,32	926	229,3	-	240,8

Annexe-4.2

Orge	Phase	Kc	Eto mm/mois	ETM mm/mois	Peff mm/mois	RFU mm/m	B=ETM- (Peff+RFU)
SEP		-	210,3		24	0	-
OCT		-	161,2		18,1	105	-
NOV	Init	0,3	122,1	37	22,1	105	0
DEC	Crois	0,35	105,71	37	20,8	105	0
JAN	Crois	0,52	85,56	44,5	20	105	0
FIV	Crois	0,71	75,32	53,5	17,3	105	0
MAR	Mi-sais	0,9	111,29	98	26,4	105	0
AVR	Mi-sais	1,1	132,6	145,86	24,8	105	16,06
MAI	Arr-sais	0,9	191,58	172,5	26,4	70	76,1
JUN	Arr-sais	0,35	223,8	78	13	0	0
JUL		-	267,22	-	6	0	
AOU		-	261,64	-	10,4	0	
TOTAL		-	1948,32	-	229,3	-	90,2

Annexe-4.3

poivron	Phase	Kc	Eto mm/mois	ETM mm/mois	Peff mm/mois	RFU mm/m	B=ETM- (Peff+RFU)
SEP		-	210,3	-	24	0	-
OCT		-	161,2	-	18,1	45	-
NOV		-	122,1	-	22,1	45	-
DEC		-	105,71	-	20,8	45	-
JAN		-	85,56	-	20	45	-
FIV		-	75,32	-	17,3	45	-
MAR		-	111,29	-	26,4	45	-
AVR	Init	0,6	132,6	79,5	24,8	22,5	32,2
MAI	Crois	0,77	191,58	147,5	26,4	22,5	98,6
JUN	Mi-sais	1,03	223,8	230,5	13	0	217,5
JUL	Mi-Arr	1,03	267,22	275,2	6	0	269,2
AOU	Arr-sais	0,93	261,64	243,3	10,4	0	232,9
TOTAL		-	1948,32	976	229,3	-	850,4

Annexe-4.4

tomte	Phase	Kc	Eto mm/mois	ETM mm/mois	Peff mm/mois	RFU mm/m	B=ETM- (Peff+RFU)
SEP		-	210,3	-	24	0	-
OCT		-	161,2	-	18,1	60	-
NOV		-	122,1	-	22,1	60	-
DEC		-	105,71	-	20,8	60	-
JAN		-	85,56	-	20	60	-
FIV		-	75,32	--	17,3	60	-
MAR		-	111,29	-	26,4	60	-
AVR	Init	0,6	132,6	79,5	24,8	30	24,7
MAI	Crois	0,81	191,58	155,2	26,4	30	98,8
JUN	Mi-sais	1,13	223,8	252,8	13	0	239,8
JUL	Mi-Arr	1,08	267,22	288,6	6	0	282,6
AOU	Arr-sais	0,9	261,64	235,5	10,4	0	225,1
TOTAL		-	1948,32	1011,6	229,3	-	846,3

Annexe-4.5

pommier	Phase	Kc	Eto mm/mois	ETM mm/mois	Peff mm/mois	RFU mm/m	B=ETM- (Peff+RFU)
JAN		0,5	85,56	42,78	20	70	0
FIV		0,5	75,32	37,66	17,3	70	0
MAR	Init	0,7	111,29	77,9	26,4	70	0
AVR	Init-Crois	0,75	132,6	99,4	24,8	35	39,6
MAI	Crois	1	191,58	191,6	26,4	35	130,2
JUN	Mi-sais	1,15	223,8	257,4	13	0	244,4
JUL	Mi-sais	1,1	267,22	294	6	0	288
AOU	Mi-Arr	1,05	261,64	274,2	10,4	0	263,8
SEP	Arr-sais	0,65	210,3	136,6	24	0	112,6
OCT		0,6	161,2	96,72	18,1	70	0
NOV		0,55	122,1	67,155	22,1	70	0
DEC		0,5	105,71	52,855	20,8	70	0
TOTAL		-	1948,32	-	229,3	-	1078,6

Annexe-4.6

pêche	Phase	Kc	Eto mm/mois	ETM mm/mois	Peff mm/mois	RFU mm/m	B=ETM- (Peff+RFU)
SEP		0,5	210,3	105	24	0	40
OCT		0,55	161,2	88,66	18,1	70	0
NOV		0,5	122,1	61	22,1	70	0
DEC		0,5	105,71	53	20,8	70	0
JAN		0,5	85,56	43	20	70	0
FIV	int	0,54	75,32	41	17,3	70	0
MAR	Init	0,6	111,29	67	26,4	70	0
AVR	Crois	0,78	132,6	103	24,8	50	28
MAI	Mi-sais	1,1	191,58	210	26,4	50	134
JUN	Arr-sais	0,8	223,8	179	13	0	166
JUL		0,55	267,22	147	6	0	50
AOU		0,55	261,64	144	10,4	0	50
TOTAL		-	1948,32	851	229,3	-	428

Annexe-4.7

Olivier	Phase	Kc	Eto mm/mois	ETM mm/mois	Peff mm/mois	RFU mm/m	B=ETM- (Peff+RFU)
JAN		0,83	85,56	71,0148	20	114	0
FIV		0,73	75,32	54,9836	17,3	114	0
MAR	Init	0,5	111,29	55,6	26,4	114	0
AVR	Init-Crois	0,5	132,6	66,3	24,8	57	0
MAI	Crois	0,5	191,58	95,8	26,4	57	0
JUN	Crois	0,54	223,8	120,8	13	0	107,8
JUL	Crois	0,68	267,22	181,7	6	0	175,7
AOU	Crois-Mi	0,83	261,64	217,2	10,4	0	206,8
SEP	Mi-sais	0,95	210,3	199,8	24	0	175,8
OCT	Mi-sais	0,95	161,2	153,1	18,1	114	21
NOV	Arr-sais	0,95	122,1	116	22,1	114	0
DEC		0,93	105,71	98,3103	20,8	114	0
TOTAL			1948,32	1304,6103	229,3		687,1

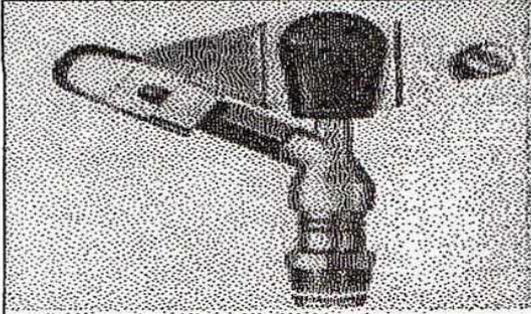
Annexe-5

Tableau : Coefficients K', m, B pour différents types du tuyau.

Tuyau	K'	m	β
fonte et Acier	0,00179-0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

Annexe-6

Caractéristique de l'asperseur circulaire



Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30

1 buse
angle de jet 30°
Raccord fileté 1"

Ø de la buse mm	pression à la buse bar	portée m	débit m³/h	espacement m		surface irriguée m²		densité d'aspersion mm/h	
				□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.
				4,0	2,5	13	0,93	12/18	18/18
	3,0	14,5	1,02	18/18	18/24	324	432	3,16	2,36
	3,5	15,3	1,11	18/18	18/24	324	432	3,42	2,57
	4,0	16	1,19	18/18	18/24	324	432	3,71	2,76
4,2	2,5	13,5	1,04	12/18	18/24	324	432	4,8	2,42
	3,0	15	1,14	18/18	18/24	216	432	3,52	2,64
	3,5	15,8	1,23	18/18	18/24	324	432	3,8	2,85
	4,0	16,5	1,32	18/24	24/24	324	576	3,06	2,3
4,5	2,5	14	1,20	18/18	18/24	432	432	3,71	2,78
	3,0	15,5	1,32	18/18	18/24	324	432	4,07	3,05
	3,5	16,3	1,42	18/18	18/24	324	432	4,38	3,29
	4,0	17	1,52	18/24	24/24	324	576	3,52	2,64
4,8	2,5	14,5	1,38	18/18	18/24	432	432	4,27	3,2
	3,0	16	1,51	18/18	18/24	324	432	4,66	3,6
	3,5	16,5	1,63	18/24	24/24	324	576	3,78	2,82
	4,0	17	1,75	18/24	24/24	432	576	4,05	3,04
5,0	2,5	14,5	1,48	18/18	18/24	432	432	4,57	3,43
	3,0	16,5	1,63	18/18	18/24	432	432	5,04	3,77
	3,5	17	1,76	18/24	24/24	324	576	4,08	3,05
	4,0	17,5	1,88	18/24	24/24	324	576	4,35	3,26
5,5	2,5	15,2	1,82	18/18	18/24	432	432	5,62	4,22
	3,0	17	1,99	18/24	24/24	432	576	4,61	3,45
	3,5	17,5	2,14	18/24	24/24	324	576	4,95	3,71
	4,0	18	2,29	18/24	24/24	432	576	5,31	3,98
6,0	2,5	16,2	2,16	18/24	24/24	432	576	5,00	3,75
	3,0	17,5	2,37	18/24	24/24	432	576	5,50	4,12
	3,5	18	2,56	18/24	24/24	432	576	5,92	4,43
	4,0	18,5	2,74	18/24	24/24	432	576	6,35	4,76
7,0	2,5	17,5	2,96	18/24	24/24	432	576	6,9	5,1
	3,0	18,0	3,22	18/24	24/24	432	576	7,5	5,6
	3,5	18,5	3,48	24/24	24/24	576	576	6,0	6,0
	4,0	19,0	3,73	24/24	24/30	576	720	6,5	6,3

Figure IV.48 : fiche technique d'un arroseur

- Débit de l'asperseur

On le calcule par la relation (IV.9)

Annexe-7

Tableau 5

GUIDE D'ESTIMATION DE P

(P = pourcentage de sol humidifié pour divers débits de distributeurs et divers espacements - entre rampes et entre distributeurs - dans le cas d'une seule rampe, rectiligne, équipée de distributeurs uniformément espacés délivrant une dose de 40 mm par arrosage sur l'ensemble de la surface)

Ecartement entre rampes en m	Débit des distributeurs														
	moins de 1,5 l/h			2 l/h			4 l/h			8 l/h			plus de 12 l/h		
	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F
0,8	38	88	100	50	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1,0	33	70	100	40	80	100	80	100	100	100	100	100	100	100	100
1,2	25	58	92	20	67	100	67	100	100	100	100	100	100	100	100
1,5	20	47	73	15	53	80	53	80	100	80	100	100	100	100	100
2,0	15	35	55	12	40	60	40	60	80	60	80	100	80	100	100
2,5	12	28	44	10	32	48	32	48	64	48	64	80	64	80	100
3,0	10	23	37	9	26	40	26	40	53	40	53	67	53	67	80
3,5	9	20	31	8	23	34	23	34	46	34	46	57	46	57	68
4,0	8	18	28	7	20	30	20	30	40	30	40	50	40	50	60
4,5	7	16	24	6	18	26	18	26	36	26	36	44	36	44	53
5,0	6	14	22	5	16	24	16	24	32	24	32	40	32	40	48
6,0	5	12	18	4	14	20	14	20	27	20	27	34	27	34	40

Espaceement recommandé des distributeurs sur la rampe, Sd en m en sol de texture grossière (G), moyenne (M), fine (F)

Annexe-8

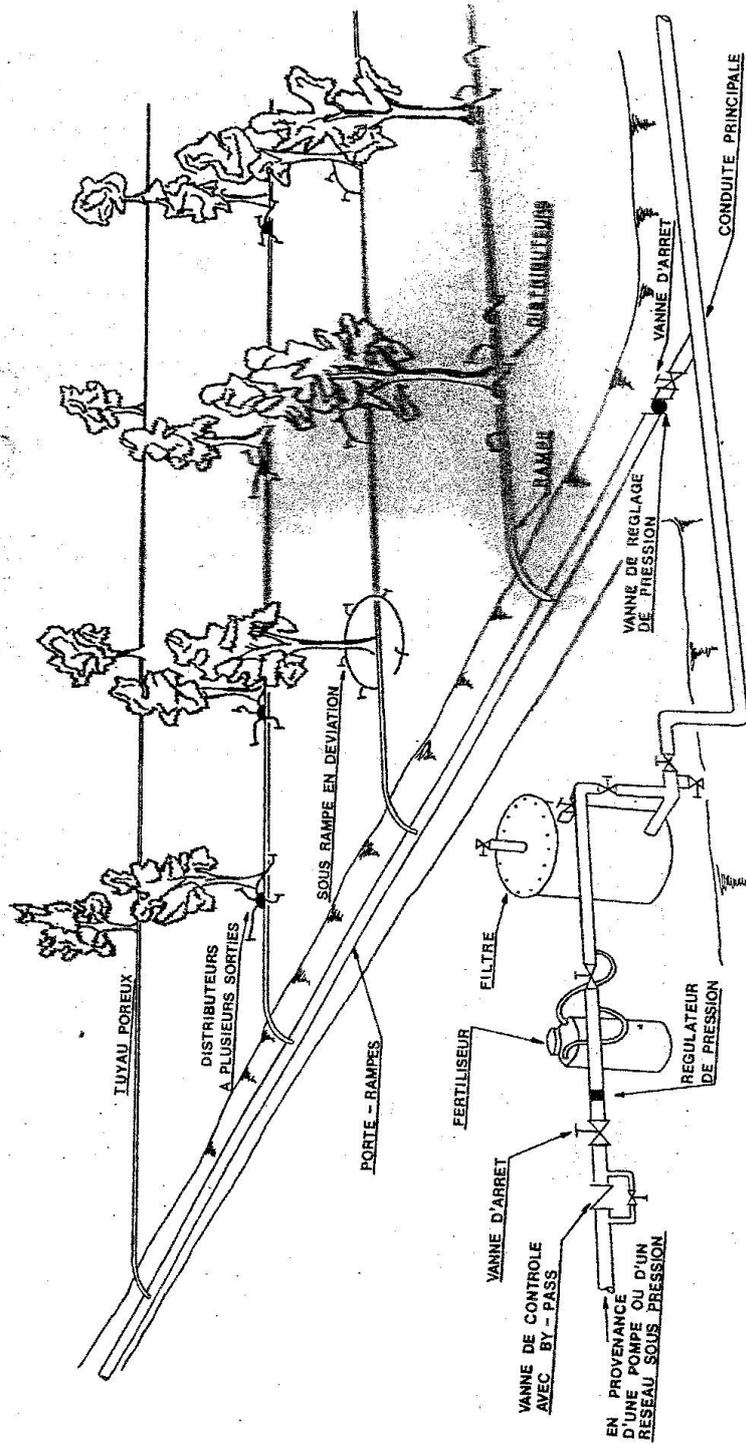


Fig. 1

Parties essentielles d'un réseau d'irrigation localisée

Annexe-9

Prix des conduites en acier Algérien (Anabib).

Diamètres (mm)	Prix de mètre linéaire (DA)
100	1250.05
125	1650.54
150	2050.86
200	3137,08
250	3749,30
300	4455,52
350	5249,74
400	6125,96
450	7078,18
500	8100,40
550	9186,62
600	10272.84
650	11527,06
700	12769,28
800	15367,72
900	18078,16
1000	20852,60
1100	23643,04
1200	26401,48
1400	31630,36
1500	34004,80

Annexe-10



GROUPE K-PLAST

FABRICATION DE TUBES PVC et PE



UNITE TUBE

GAMME DE PRIX

TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)
Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06				
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
-	Ø20	-		
13003	Ø25	-	36,28	42,45
13006	Ø32	-	48,35	56,57
13009	Ø40	2.0	64,6	75,58
13012	Ø50	2.4	98,25	114,95
13015	Ø63	3.0	160,25	187,49
13018	Ø75	3.6	225,21	263,49
13022	Ø90	4.3	296,03	346,35
13025	Ø110	4.0	357,86	418,70
13040	Ø125	-	473,08	553,50
13030	Ø160	5.8	770,85	901,89
13044	Ø200	7.2	1 163,39	1 361,17
13050	Ø250	9.1	1 950,00	2 281,5
13042	Ø315	11.4	3 080,00	3 603,6
3039	Ø400	14.5	5 134,24	6 007,06
3051	Ø500	19.1	6 938,13	8 117,61
3052	Ø630	24.1	12 682,50	14 838,53

TUBES PEHD : PN 10				
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
P3513000	Ø20	-	29,07	34,01
P3513004	Ø25	2.5	38,28	44,79
P3513007	Ø32	2.5	55,48	64,91
P3513010	Ø40	3.0	84,10	98,40
P3513013	Ø50	3.7	135,26	158,25
P3513016	Ø63	4.7	209,69	245,34
P3513019	Ø75	5.6	300,50	351,59
P3513023	Ø90	5.4	359,09	420,14
P3513026	Ø110	6.6	540,50	632,39
P3513028	Ø125	7.4	660,13	772,35
P3513031	Ø160	9.5	1 142,25	1 336,43
P3513033	Ø200	11.9	1 650,84	1 931,48
P3513035	Ø250	14.8	2 595,00	3 036,15
P3513041	Ø315	18,7	4 093,57	4 789,47
P3513038	Ø400	23,7	6 698,74	7 837,53
P3513049	Ø500	29,7	10 152,51	11 878,44
P3513048	Ø630	37,4	15 738,79	18 414,38

TUBES PEHD : PN 16				
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
001	Ø20	2.3	32,18	37,66
005	Ø25	2.8	50,85	59,49
008	Ø32	3.6	78,51	91,86
11	Ø40	4.5	120,95	141,51
14	Ø50	5.6	188,28	220,29
17	Ø63	7.1	297,95	348,60
20	Ø75	8.4	407,8	477,13
24	Ø90	8.2	510,71	597,53
27	Ø110	10.0	757,19	885,91
9	Ø125	11.4	967,90	1 132,44
2	Ø160	14.6	1 560,00	1 825,20
4	Ø200	18.2	2 472,00	2 892,24
5	Ø250	22.7	3 815,00	4 463,55
1	Ø315	28.6	5 850,00	6 844,50
3	Ø400	36.3	9 320,00	10 904,40
1	Ø500	45.4	14 911,00	17 445,87
1	Ø630	57.2	23 123,50	27 054,50

TUBES PEHD : PN 20				
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
P3513101	Ø20	2.3	38,01	44,47
P3513102	Ø25	3.0	53,29	62,35
P3513103	Ø32	3.6	82,22	96,20
P3513104	Ø40	4.5	128,15	149,94
P3513105	Ø50	5.6	200,7	234,82
P3513106	Ø63	7.1	338,73	396,31
P3513107	Ø75	8.4	447,35	523,40
P3513108	Ø90	10.1	627,09	733,70
P3513109	Ø110	12.3	948,86	1 110,17
P3513110	Ø125	14.0	1 202,75	1 407,22
P3513111	Ø160	17.9	1 947,59	2 278,68
P3513112	Ø200	22.4	3 121,70	3 652,39
P3513113	Ø250	27.9	4 848,33	5 670,21
P3513114	Ø315	35.2	7 585,88	8 875,48
P3513115	Ø400	44.7	12 110,03	14 168,74
P3513054	Ø500	55.8	19 063,81	22 304,66
-	Ø630	-	-	-

* Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Couronnes (Rouleaux) de 100 ML.
* Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ML.
* Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 06 ML.

le Industriel setif TEL: 036 92 41 12/93 01 80 FAX: 036 93 58 60

SARL K-PLAST
Transformation de Plastique
Cité du 1^{er} Novembre 1954
Boulevard SETIF 6
Un "K" à retenir...

HICHEM FEUKADJI : 05.61.60.00.27

Annexe-11

Méthode de billon d'eau

Heures	Refoulement station p ₁	Refoulement station p ₂	Arrivée d'eau au réservoir de stockage	Départ d'eau au réservoir de stockage	Reste
0 - 1	4,17	2,5	1,67	-	1,67
1 - 2	4,17	2,5	1,67	-	3,34
2 - 3	4,17	2,5	1,67	-	5,01
3 - 4	4,17	2,5	1,67	-	6,68
4 - 5	4,17	4,5	-	0,33	6,35
5 - 6	4,17	4,5	-	0,33	6,02
6 - 7	4,17	4,5	-	0,33	5,69
7 - 8	4,17	4,5	-	0,33	5,36
8 - 9	4,17	4,5	-	0,33	5,03
9 - 10	4,17	4,5	-	0,33	4,70
10 - 11	4,17	4,5	-	0,33	4,37
11 - 12	4,17	4,5	-	0,33	4,04
12 - 13	4,17	4,5	-	0,33	3,71
13 - 14	4,17	4,5	-	0,33	3,38
14 - 15	4,17	4,5	-	0,33	3,05
15 - 16	4,17	4,5	-	0,33	2,72
16 - 17	4,17	4,5	-	0,33	2,39
17 - 18	4,17	4,5	-	0,33	2,06
18 - 19	4,17	4,5	-	0,33	1,73
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	1,40
20 - 21	4,17	4,5	-	0,35	1,05
21 - 22	4,17	4,5	-	0,35	0,70
22 - 23	4,17	4,5	-	0,35	0,35
23 - 24	4,17	4,5	-	0,35	0

Le volume résiduel V_r est égal à :

$$V_r = \frac{a(\%) \times Q_{\max}}{100} \text{ en } [m^3], \text{ avec } a = 6,68 \%$$

La capacité totale du réservoir est :