

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 du périmètre d'irrigation Dahmouni (partie Nord-Rive droite) à partir du barrage Dahmouni
Wilaya de Tiaret**

PRESENTE PAR

M^{elle} CHAOUNE NIHED

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M^r : AZIB MAKHLOUF	Professeur	Président
M^r : BENKACI TAREK	M.C.B	Examineur
M^{me} : MAZOUZI Sabra	M.A.A	Examineur
M^r : BOUZIANE OMAR	MBA	Examineur
M^{me} : AZIEZ Wahiba	MAA	Promotrice

Septembre - 2017

Remerciements

Avant tout, je remercie « DIEU » qui a donné sagesse et le courage pour faire ce modeste travail.

J'exprime ma gratitude et remerciement à ma promotrice :

M^{me} AZAIZ ouahiba.

*Je voudrais remercier aussi Monsieur **BENKACI**, Monsieur **YAHIAOUI***

De même occasion je remercie :

- ❖ Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce mémoire.*
- ❖ Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.*
- ❖ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.*

Merci à tous

NIHED CHAOUNE

❧ Dédicace ❧

A chaque fois qu'on achève une étape dans notre vie je n'ai jamais oublié

Les personnes chères qui ont partagé avec moi les bons et mauvais moments

Pour cela j'ai dédié ce modeste travail

- ✓ *A mes très **chers parents** qui ont fait protéger pendant toute ma vie et donnée le courage et l'amour tout le temps et pour tous les sacrifices. Grâce à eux que je suis là.*
- ✓ *A mes **chère sœurs** : Narimène – Dallel –Nesrin*
- ✓ *A mes **chers frères** : Ismail – Ali- Radouane –Mohamed*

Sans oublié les personnes chers à mon cœur :

- ✓ *Mon Oncle Ahmed - mes grandes mères que j'aime beaucoup – Hadjouri- Wassila- Bouchra- Faiza- Imen- Karim – Fares*
- ✓ ***Ma meilleur amie ma moitié Mimi pour son soutien sans amitié chère à mon cœur***
- ✓ *A mes chères amies : ma chère Samia –Chahra – Amina – Hiba*

يتبين من خلال هذه الدراسة أن السقي له أهمية كبيرة بالنسبة لزيادة الإنتاجية الزراعية ، ولهذا تم وضع مخطط استراتيجي يهدف إلى تسيير المساحات المسقية لمنطقة "الدحموني" التابعة لإقليم ولاية تيارت، التي تعتبر منطقة شبه جافة تقل فيها نسبة تساقط الأمطار إضافة إلى تذبذبها، مما يستدعي إدخال أنظمة سقي حديثة، كالسقي بالتقطير أو عن طريق الرش وذلك قصد التحكم في المياه المستعملة في عملية السقي والتقليل من نسبة ضياعها. وفي الأخير يمكن القول أن هذه التقنيات تندرج ضمن سياسة الاستغلال الأمثل للموارد المائية وتحسين مردود المحاصيل الفلاحية.

On peut voir à partir de cette étude que l'irrigation est d'une grande importance pour accroître la productivité de l'agriculture, et ce fut un plan stratégique vise à réaliser les périmètres irrigués de la région «Dhahmouni » du territoire de la province de Tiaret, qui est la région semi-aride où les précipitations sont moins en plus de la volatilité, qui appelle au développement de introduction de systèmes modernes d'irrigation, goutte à goutte ou par pulvérisation destiné à contrôler les eaux usées dans le processus d'irrigation et de réduire le taux de perte.

Dans ce dernier, on peut dire que ces techniques relèvent de l'utilisation optimale de la politique des ressources en eau et d'améliorer les rendements des cultures agricoles.

This study shows that watering is of great importance for increasing agricultural productivity. Therefore, a strategic plan has been drawn up to manage the irrigation areas of the "Dahmouni" area of the state of Tiaret, which is considered a semi-arid region with low rainfall and fluctuation. Introduction of modern watering systems, such as distillation or sprinkler irrigation, to control the water used in the irrigation process and reduce the rate of loss. Finally, these techniques are part of the policy of optimizing the utilization of water resources and improving the yield of agricultural crops.

∞Sommaire∞

Introduction générale..... 1

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

I-1) Introduction 2

I-2) Présentation de la wilaya de Tiaret..... 2

 I-2-1) Situation géographique..... 2

I-3) Présentation de la zone d'étude..... 3

I-4) Choix du périmètre d'étude..... 3

I-5) Hydrographie..... 4

I-6) géologie et Géomorphologie 4

I-7) Caractéristiques climatologiques 4

 I-7-1) La température..... 4

 I-7-2) L'humidité relative de l'air 5

 I-7-3) Le vent..... 6

 I-7-4) La pluviométrie 7

 I-7-6) La Grêle et Neige 8

 I-7-7) L'insolation 8

I-8) Classification du climat..... 9

 I-8-1) Indice de Martonne..... 9

 I-8-2) Classification du climat selon le diagramme d'Emberger 10

 I-8-3) Classification du climat selon l'indice de Bagnouls et Gaussen..... 11

Conclusion..... 12

Chapitre II : Etude Agro-Pédologique

II-1) Introduction..... 13

II-2) Classification des sols 13

II-3) Caractérisation morpho pédologique et analytique des sols 14

 II-3-1) Les sols peu évolués..... 14

 II-3-2) Vertisols 15

Sommaire

II-3-3) Sols calcimagnésiques	17
II-3-4) Sols isohumiques	18
II-3-5) Sols à Sesquioxides de fer.....	20
II-4) Caractéristiques hydrodynamique des sols du périmètre	22
II-4-1) Densité apparente, densité réelle et porosité des sols	22
II-4-2) Propriétés hydrodynamiques des sols	22
II-5) Classement des terres à l'irrigation.....	22
II-6) Classification des aptitudes culturales des sols.....	24
II-7) Répartition des parcelles par statut juridique.....	25
Conclusion.....	25

Chapitre III : Ressources en eau

Introduction	26
III-1) Ressources en eau de surface.....	26
III-1-1) Le bassin versant de l'oued Nahr El Ouassel	26
III-1-2) Barrage de Dahmouni.....	27
III-2) Ressources en eau souterraines.....	28
III-3) Qualité de l'eau d'irrigation des eaux du barrage.....	28
III-4) Classification des eaux pour l'irrigation.....	29
III-4-1) Les limites admissibles	29
III -5) Conclusion	31

Chapitre IV : Etude Hydrologique

Introduction	32
IV .1) Réseau pluviométrique	32
IV .2) Homogénéité de la série pluviométrique	34
IV .3) Etude de l'échantillon et choix du type de loi	36
IV .3.1) Ajustement à la loi Normal (Gauss).....	36
IV .3.2) Ajustement à la loi log- Normal (Galton)	38
IV .3.3) Test de validité d'un ajustement	39
IV .4) Détermination de l'année de calcul	40
Conclusion.....	41

Chapitre V : Calcul des besoins en eau des cultures

V -1) Introduction.....	42
-------------------------	----

Sommaire

V -2) Les besoins en eau des cultures	42
V-2-1) L'évapotranspiration de référence ETo	43
V -2-3) La pluie efficace	45
V -2-4) La réserve facilement utilisable (RFU).....	46
V -3) Scénarisons d'occupation culturale	46
V-4)Assolement.....	48
V -4-1) Rotation des assolements	48
V -5) Détermination des besoins en eau des cultures.....	50
V -5-1) Estimation des besoins en eau des céréales	50
V -5-2) Estimation des besoins en eau des maraichères.....	51
V -5-3) Estimation des besoins en eau des cultures fourragères	53
V -5-4) Estimation des besoins en eau d'arboricole.....	54
V -6) Calcul des besoins en eau pour les Assolements 1 et 2 :	55
V -7) Calcul du débit spécifique	57
V -8) Calcul du débit caractéristique.....	58
V -9) Calcul du volume nécessaire du secteur	58
V -10) Conclusion	59

Chapitre VI : Schéma d'adduction et distribution

VI.1) Introduction.....	60
VI .2) présentation du projet	60
VI .3) description du schéma d'adduction	60
VI .4) Proposition du tracé	60
VI .5) Choix le matériau des conduites	61
VI .6) Dimensionnement de la conduite gravitaire d'aspiration (Barrage –SP)	62
VI .6. 1) Débit caractéristique	62
VI .6.2) Diamètre normalisé.....	62
VI .7) Dimensionnement du bache de reprise	64
VI .8) Dimensionnement de la conduite de refoulement	65
VI .8.1) Débit d'équipement.....	65
VI .8.2) Diamètre économique	65
VI .8.3) Calcul de la hauteur géométrique	65
VI .8.4) Pertes des charges totales.....	66
VI .8.5) Hauteur manométrique HMT.....	67

Sommaire

VI .8.6) Frais d'exploitation	67
VI .8.6.1) puissance des pompes	67
VI.8. 6.2) Energie consommée par la pompe	67
VI .8.6.3) Frais d'amortissement.....	68
VI .9) Dimensionnement de la station de pompage	71
VI .9.1) Données générales	71
VI .9.2) Les critères de choix de nombre et de type des pompes	71
VI .9.3) Vérification du risque de la cavitation	74
VI .9.4) Choix du moteur électrique.....	75
VI .9.5) Bâtiment de la station de pompage	76
VI .9.6) Types des bâtiments des stations de pompage	77
VI .9.7) Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage.....	77
VI .9.7.1) Les hauteurs recommandées pour les bâtiments.....	77
VI .10) Dimensionnement du réservoir de distribution.....	83
VI .10.1) Réservoir de distribution.....	83
VI .10.2) Forme de réservoir	83
VI .10.3) Dimensionnement du réservoir	83
VI .11) Réseau de distribution.....	83
VI .11.1) Ilots d'irrigation	83
VI .11.2) Borne d'irrigation	83
VI .11.3) Rôle et fonction de la borne d'irrigation.....	83
VI .11.4) Choix de type de borne	84
VI .11.5) Calcul du débit aux bornes :.....	84
VI .11.6) Choix de diamètre de la borne	84
VI .11.6) Caractéristiques des conduites du réseau de distribution gravitaire.....	86
VI .11.6.1) Choix du matériau des conduites	86
VI .11.6.2) Vitesses admissibles	87
VI .11.6.3) Calcul des diamètres	87
VI .11.6.4) Calcul des pertes de charge.....	87
VI .12) Les équipements de contrôle des conduites.....	93
VI .12.1) Les vannes.....	93
VI .12.2) Ventouses.....	93
VI .12.3) Vidanges	94
VI .12.4) Les soupapes de décharge anti bélier.....	94

Sommaire

VI .13) Conclusion	94
--------------------------	----

Chapitre VII : Techniques d'irrigation

VII.1) Introduction	96
VII.2) Le choix des techniques d'irrigation	96
VII.3) Les techniques d'irrigation	96
VII.3.1 Irrigation gravitaire de surface	97
VII.3.2) Irrigation par aspersion	99
VII.3.3 Irrigation localisée.....	100
Conclusion.....	101

Chapitre VIII : Dimensionnement à la parcelle

Introduction	102
VIII.1) Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion.....	102
VIII.1.1) Irrigation par aspersion.....	102
VIII.1.2) Données générales.....	102
III.1.3) Dimensionnement théorique	102
VIII.1.3.1) Calcul du diamètre de l'ajutage de la buse.....	102
VIII.1.3.2) Calcul de la portée du jet (L)	103
VIII.1.3.3) Ecartements entre les rampes et arroseurs	103
VIII.1.3.4) Débit de l'asperseur.....	104
VIII.1.3.5) Vérification de la pluviométrie de la buse	104
VIII.1.3.6) Calcul du tour d'eau :	105
VIII.1.3.7) Le temps nécessaire pour donner une dose par un asperseur.....	105
VIII.1.3.8) Volume fourni par un asperseur pendant un mois	105
VIII.1.3.9) Volume à épandre en un mois sur toute la parcelle	106
VIII.1.3.10) Le nombre d'asperseurs	106
VIII.1.4) Dimensionnement hydraulique des rampes.....	106
VIII.1.4.1) Longueur de la rampe.....	106
VIII.1.4.2) Nombre asperseur par rampe (N).....	107
VIII.1.4.3) Nombre de rampes(Nr)	107
VIII.1.4.4) Le débit de la rampe	107
VIII.1.5) Dimensionnement des canalisations.....	107
VIII.1.5.1) Diamètre de la rampe :	107
VIII.1.5.2) Calcul des pertes de charge	108
VIII.1.6) Dimensionnement de la porte – rampe.....	109

Sommaire

VIII.1.6.1) La longueur de la porte rampe	109
VIII.1.6.2) Débit de porte rampe	109
VIII.1.6.3) Diamètre de porte rampe	109
VIII.1.6.4) Calcul de la pression en tête du réseau.....	110
VIII.2) Dimensionnement hydraulique d'un réseau goutte à goutte	111
VIII.2.1) Irrigation par goutte à goutte	111
VIII.2.2) Données générales	111
VIII.2.3) Les besoins journaliers.....	111
VIII.2.4) Les besoins journaliers en tenant compte de la réduction	112
VIII.2.5) La dose d'irrigation nette pratique	112
VIII.2.5) Fréquence des arrosages	113
VIII.2.6) Durée d'arrosage par mois	114
VIII.2.7) Durée d'arrosage journalier	114
VIII.2.8) Nombre de poste.....	114
VIII.2.9) Surface du poste :	114
VIII.3) Calculs hydrauliques	115
VIII.3.1) Condition hydraulique	115
VIII.3.2) Les longueurs de rampe et porte rampe.....	115
VIII.3.3) Le nombre d'arbres par rampe	116
VIII.3.4) Nombre des goutteurs par rampe.....	116
VIII.3.5) Le nombre des rampes.....	116
VIII.3.6) Le nombre de porte rampe.....	116
VIII.3.7) Débits.....	116
VIII.4) Dimensionnement des canalisations du réseau	117
VIII.4.1) Calcul du diamètre du rampe et porte rampe.....	117
VIII.4.2) Vérification des pertes de charges	118
VIII.4.2) Calcul des diamètres de la conduite secondaire	119
VIII.4.3) La pression d'eau à la borne de distribution.....	119
VIII.5) Conclusion	120

Chapitre IX : Estimation du Coût de revient

Introduction	121
IX .1) Devis pour le conduite d'adduction et le réseau d'irrigation.....	121
IX .1.1) Calcul du volume de déblai et remblai.....	121

Sommaire

IX .2) Devis pour le réservoir de distribution	125
IX .2.1) Calcul le volume de béton armé.....	125
IX .2.2) Calcul le volume d'excavation.....	125
IX .3) Devis pour la station de pompage.....	126
IX .3.1) Volume des travaux	127
IX .4) Devis estimatif de projet.....	129
IX .5) Conclusion.....	129
Conclusion générale	130

Liste des tableaux

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

Tableau I-1: Températures mensuelles moyennes (°C) de Dahmouni

Tableau I-2 : Humidité relative de l'air (%)

Tableau I-3 : Moyenne mensuelle de la vitesse du vent moyen (m/s)

Tableau I-4 : Pluviométrie moyenne mensuelle de la station de Dahmouni

Tableau I-5 : Nombre moyen de jour avec brouillard

Tableau I-6 : Nombre moyen de jour avec Grêle

Tableau I-7 : valeur moyennes du nombre d'heures d'insolation journalières

Tableau I-8 : Classification du climat selon De Martonne

Chapitre II : Etude Agro-Pédologique

Tableau II.1: Résultats des analyses physico-chimiques (Les sols peu évolués)

Tableau II.2: Résultats des analyses physico-chimiques (les sols Vertisols)

Tableau II.3: Résultats des analyses physico-chimiques (Sols calcimagnésiques)

Tableau II.4: Résultats des analyses physico-chimiques (Sols isohumiques)

Tableau II.5: Résultats des analyses physico-chimiques (Sols à Sesquioxides de fer)

Tableau II.6: Propriétés hydrodynamiques des sols

Tableau II.7 : Classement des aptitudes des terres à l'irrigation

Tableau II .8: Aptitude des sols aux cultures

Chapitre III : Ressources en eau

Tableau III-1) Résultats des analyses de l'eau de barrage de Dahmouni

Tableau III-2): Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique

Tableau III-3): Classification des eaux en fonction de SAR

Chapitre IV : Etude Hydrologique

Tableau IV -1:Caractéristiques de la station pluviométrique

Liste des tableaux

Tableau IV -2 : Pluies mensuelles (mm)

Tableau IV -3 : Test d'homogénéité de la série pluviométrique de Dahmouni

Tableau IV -4 : Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss (Normal)

Tableau IV -5 : Ajustement des pluies annuelles à la loi de Galton (log-Normal)

Tableau IV -6 : Test de validité des deux ajustements

Tableau IV -7 : Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche (freq= 80%)

Chapitre V : Calcul des besoins en eau des cultures

Tableau V.1 : Evapotranspiration de référence (ET_o) de la zone d'étude

Tableau V.2 : la pluie efficace pour chaque mois en mm

Tableau V.3 : Scénario d'occupation du sol par l'ensemble de l'exploitation du périmètre.

Tableau V.4 : Système de cultures proposées à la zone de Dahmouni

Tableau V.5: Assolement proposé pour le périmètre de Dahmouni

Tableau V.6: Calendrier d'occupation des sols

Tableau V.7: Calcul des besoins en eau du Blé

Tableau V.8 : Calcul des besoins en eau de l'orge verte

Tableau V.9 : Calcul des besoins en eau de la pomme de terre

Tableau V.10 : Calcul des besoins en eau du Tomate

Tableau V.11: Calcul des besoins en eau du l'oignon vert

Tableau V.12: Calcul des besoins en eau du l'Ail

Tableau V.13 : Calcul des besoins en eau du Haricot

Tableau V.14 : Calcul des besoins en eau du Sorgho

Tableau V.15 : Calcul des besoins en eau du bersim

Tableau V.16: Calcul des besoins en eau du l'Olivier

Liste des tableaux

Tableau V.17: Récapitulatif des besoins pour l'assolement 1

Tableau V.18: Récapitulatif des besoins pour l'assolement 2

Tableau V.19 : Estimation des volumes d'eau d'irrigation

Chapitre VI : Schéma d'adduction et distribution

Tableau VI.1: Coefficients K' , m , β pour différents types de matériau

Tableau VI.2 : les caractéristiques de la conduite d'aspiration

Tableau VI.3 : Bilan des apports et des sorties pendant 24 h.

Tableau VI .4: Variation de HMT en fonction du diamètre

Tableau VI.5 : calcul des frais d'exploitation

Tableau VI.6 : calcul des frais d'investissement

Tableau VI.7 : calcul du bilan total

Tableau VI.8 : les caractéristiques de la conduite de refoulement

Tableau VI .9: des données générales

Tableau VI.10 : Caractéristiques des pompes disponibles d'après logiciel **Ksb**

Tableau VI.11: les caractéristiques de la pompe choisi

Tableau VI.12: Pression atmosphérique en fonction de la côte.

Tableau VI.13 : Pression de vapeur en fonction de la température.

Tableau VI.14: Coefficient de correction en fonction de la puissance du moteur.

Tableau VI.15 : Choix de type de Bâtiment

Tableau VI-16 : Dimensions du bâtiment de la station de pompage

Tableau VI.17: les résultats de calcule

Tableau VI.18 : le bilan de distributions et l'apport journalier d'eau

Tableau VI.19 : les caractéristiques de réservoir de distribution

Tableau VI.20: choix du diamètre de la borne

Tableau VI.21 : Débit au niveau des bornes et des prises

Liste des tableaux

Tableau VI.22 : Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon

Tableau VI.23 : Calculs hydrauliques du réseau de distribution

Tableau VI .24: Choix de la ventouse

Tableau VI .25 : Choix de la vidange

Chapitre VII : Techniques d'irrigation

Tableau VIII. 1 : avantages et inconvénients de l'irrigation gravitaire

Tableau VII.2 : avantages et inconvénients de l'irrigation par aspersion

Tableau VII.3 : avantages et inconvénients de l'irrigation localisée

Chapitre VIII : Dimensionnement à la parcelle

Tableau VIII.1 : les données générales

Tableau VIII.2 : Résultat de calcul pratique d'aspersion

Tableau VIII.3 : les données générales

Tableau VIII.4 : les débits

Tableau VIII.5: Caractéristique de la conduite de la rampe et porte rampe

Tableau VIII.6: Caractéristique de la conduite secondaire

Tableau VIII.7: Récapitulatif des calculs hydrauliques

Chapitre IX : Estimation du cout de revient

Tableau IX.1: Calcul des différents volumes

Tableau IX.2 : Frais des travaux sur réseau d'irrigation –adduction –refoulement)

Tableau IX.3 : le Coût de l'équipement de distribution

Tableau IX.4 : Devis pour le réservoir de distribution

Tableau IX.5: Estimation de cout de deux stations de pompage.

Liste des tableaux

Liste des figures

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

- **Figure I -1** : Limites administrative de la wilaya de Tiaret
- **Figure I -2** : Vue générale par image satellitaire de la wilaya de Tiaret
- **Figure I -3**: Evolution des températures maximales, moyennes, minimales
- **Figure I -4**: Humidité relative de l'air
- **Figure I -5**: Valeur moyenne de la vitesse du vent
- **Figure I -6** : Valeurs moyennes de la pluviométrie à la station de Dahmouni .
- **Figure I -7** : le nombre moyen de jour de brouillard à la station de Dahmouni
- **Figure I -8** : représente le nombre de jour de Grêle et neige
- **Figure I -9** : l'insolation journalière de station de Dahmouni
- **Figure I -10** : Diagramme bioclimatique d'Emberger
- **Figure I -11** : Climato gramme de Gaussen

Chapitre II : Etude Agro-Pédologique

- **Figure II.1** : Catégories de sols présentes dans la zone d'étude en amont rive droite

Chapitre III : Ressources en eau

- **Figure III-1)** Bassin versant de l'oued Chélif
- **Figure III-2)** Bassin versant de l'Oued Nahr Ouassel
- **Figure III-3)** Diagramme de classification des eaux d'irrigation

Chapitre IV : Etude Hydrologique

- **Figure V-1** : Ajustement à la loi de Gauss
- **Figure IV -2**: Ajustement des pluies annuelles à la loi de Galton (log-Normal)

Chapitre V : Calcul des besoins en eau des cultures

- **Figure V.1** : Evapotranspiration de référence ETo
- **Figure V.2** : les différentes caractéristiques de la zone d'étude
- **Figure V-3** : Scénarios de superficies irriguées considérés

Chapitre VI : Schéma d'adduction et distribution

Liste des figures

- **Figure VI .1** : Schéma d'aménagement hydro-agricole du périmètre Dahmouni
- **Figure VI.2** : Bilan de frais d'investissement et d'exploitation
- **Figure VI.3**: Courbe caractéristique de la pompe.
- **Figure VI.4** : Schéma de bâtiment de la station de pompage

Chapitre VII : Techniques d'irrigation

- **Figure VII.1** les différents systèmes d'irrigation
- **Figure VII.2** : irrigation gravitaire
- **Figure VII.3** : irrigation par aspersion
- **Figure VII.4** : irrigation par goutte à goutte

Chapitre IX : Estimation du Coût de revient

- **Figure IX .1** : Schéma d'une tranchée
- **Figure IX.2** : schéma explicatif de la station de pompage

Liste des planches

Planche 1	Plan de situation de périmètre d'irrigation Dahmouni (Rive droite parie Nord) W.Tiaret
Planche 2	Plan de réseau d'irrigation du périmètre Dahmouni W. Tiaret (Rive droite parie Nord 960 ha)
Planche 3	Plan de réseau d'aspersion du l'ilot N°18 de la parcelle N°1
Planche 4	Plan de réseau goutte à goutte de l'ilot B16 de la parcelle N°1
Planche 5	Plan de profil en long du réseau de distribution du périmètre Dahmouni rive droite W .Tiaret

∞ Introduction ∞
générale

Introduction générale

Tout le monde reconnaît que l'irrigation est une opération qui consiste à apporter l'eau à des cultures dans le but d'améliorer la productivité des parcelles ou de combler un manque d'eau dans le cas de faible pluviométrie. Et pour éviter ce problème nous avons utilisé les eaux superficielles (Barrage, retenue) ou bien les eaux souterraines.

Mais malheureusement l'eau reste mal exploitée et l'irrigation mal maîtrisée telle que la technique traditionnelle gravitaire qui consomme beaucoup d'eau donc on peut la remplacer par des techniques modernes et plus économiques.

La zone d'étude se trouve dans le périmètre hydro-agricole de **DAHMOUNI** dans la wilaya de Tiaret, nord-ouest d'Algérie, sur la rive droite partie Nord de Nahr Oussel, est une région essentiellement agricole.

Le projet de fin d'étude a été établi pour l'étude de périmètre Dahmouni (rive droite)

Pour cela, nous avons divisé notre travail en deux parties distinctes :

- Première partie : est une étude essentielle pour lancer un projet d'irrigation consistée en une collecte des données sur le site de travail c'est-à-dire détaillé la zone d'étude la situation géographique, la climatologie, La qualité de l'eau d'irrigation et puis on va évaluer la potentialité en terrain irrigable de la région pour choisir les cultures possibles à mettre en place.
Après tout ça on va déterminer les caractéristiques des pluies fréquences données afin d'utiliser ces résultats pour calculer les besoins en eau.
- Deuxième partie : est une partie principale qui regroupe les techniques qui permettent d'amener l'eau depuis la source à travers le périmètre donc nous avons dimensionné les différents ouvrages de transfert (adduction, station de pompage, distribution), et après on a choisi un système d'irrigation et dimensionner le réseau d'irrigation.

A la fin nous avons fini notre travail par des planches résumant l'essentiel du document.

œ Chapitre I œ

Analyse des Conditions

Naturelles

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

I-1) Introduction

L'analyse des conditions naturelles conduit à bien détailler les propriétés de la zone d'étude de point de vue situation géographique, géologique, géomorphologique, climatologique, et agro-pédologique.

Dans ce chapitre nous allons présenter le périmètre de **DAHMOUNI**, situé dans la wilaya de, **TIARET** dont le but est d'évaluer les potentialités de la zone.

I-2) Présentation de la wilaya de Tiaret

I-2-1) Situation géographique

La wilaya de TIARET est se situe à l'Ouest de l'Algérie, elle est limitée :

- Au Nord Est par la wilaya de Tissemsilt
- Au Nord-Ouest Par la wilaya de Relizane
- A l'Est par la wilaya de Djelfa
- Au Sud-Est par la wilaya de Laghouat
- Au Sud-Ouest par la wilaya d'El- Bayadh
- A l'Ouest par la wilaya de Mascara et Saida

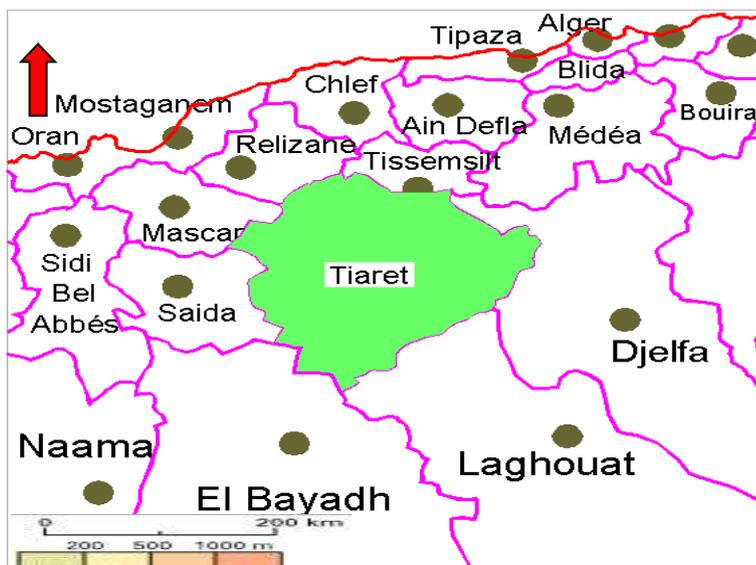


Figure I-1: Limites Administratives De La wilaya de Tiaret



Figure I -2 : Vue générale par image satellitaire de la wilaya de Tiaret

I -3) Présentation du la zone d'étude

La ville de **TIARET** fait partie d'une wilaya située au Nord Ouest de l'Algérie, sur les hauts plateaux Ouest entre

- la chaîne tellienne au Nord
- la chaîne Atlas Sienne au sud.

Le Barrage de **DAHMOUNI** situe sur l'oued Nahr Ouassel affluent de l'oued Chélif

- 8Km au Nord –Est de la ville de Dahmouni
- 20Km à l'Est de la ville de Tiaret

I -4) Choix du périmètre d'étude

Le périmètre hydro agricole de **DAHMOUNI** s'étale sur environ **30Km** de la vallée de l'oued Nahr Ouassel et du plateau du sersou il se compose de trois Secteur (secteur aval, secteur amont rive droite, secteur amont rive gauche) couvrant une superficie de 7700 ha

Donc le périmètre étudié dans cette thèse correspond au périmètre situé dans le plateau du Sersou à **DAHMOUNI** sur la rive droite (Partie Nord) de Nahr Ouassel à approximait du Barrage de Dahmouni qui présente une surface de **960 ha**.

- Nord Ouest : Barrage de Dahmouni et l'oued de Nahr Ouassel
- Est : la route communale entre Faïd El Kahla et Si Houaés vers Sebain
- sud : la route nationale RN 40

Le périmètre est compris entre 35° 30' Nord de latitude et 1°30' longitude Est.

I -5) Hydrographie

Le réseau hydrographique du bassin versant de l’oued Nahr Ouassel se caractérise par un tracé bien individualisé et un écoulement assez concentré donnant naissance à un lit d’oued bien dessiné se manifestant sous forme d’une grande vallée alluviale asymétrique. sa structure est assez dense qu’il est dominé sur sa rive droite par un plateau endoréique assez vaste s’approchant parfois à 100 m du haut talus de l’oued .

I -6) géologie et Géomorphologie

Le relief général de la zone du plateau en **rive droite (Secteur Nord)** se présente comme un plateau de relief légèrement ondulé ou les pentes sont très faibles.

Le plateau du sersou apparait comme un glacis assez large faiblement érodé .la zone du périmètre en amont du barrage de Dahmouni se trouve sur une orientation générale Ouest-Est limitée au nord par l’Oued Nahr Ouassel et au Sud par les Oued Bou Renane dont l’altitude dépasse 1040 m.

I -7) Caractéristiques climatologiques :

I -7-1) La température

La température de l’air est un élément météorologique très important ce qui concerne le développement des plantes. Mesuré avec des thermomètres installés dans des abris météorologiques à une hauteur de 1.5 m au dessus du sol, les valeurs mesurées s’expriment en C°.

Tableau I-1: Températures mensuelles moyennes (°C) de Dahmouni de la période (1969-2015)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Année
T° _{moy}	20.8	15.4	10.0	6.8	5.6	6.9	9.8	11.3	16.4	22.2	25.9	25.8	14.7
T° _{min}	14.1	9.6	5	2.3	1.1	1.3	3.4	4.5	8.9	13.7	17	17.4	8.2
T° _{max}	28.4	22.2	16.1	12.2	11.3	13.4	16.4	18.1	24	30.2	34.4	33.9	21.7

Source ONM

D’après le tableau on constate que les valeurs mensuelles de la température de l’air varient avec une certaine régularité pendant l’année avec un maximum en juillet de **34.4 °C** et un minimum en Décembre **12.2°C**.

- La température moyenne de l'air des mois les plus chauds est de 25.9 °C en juillet.
- La température de l'air des mois les plus froids et de 5.6°C.
- La température moyenne annuelle est de 14.7 °C.

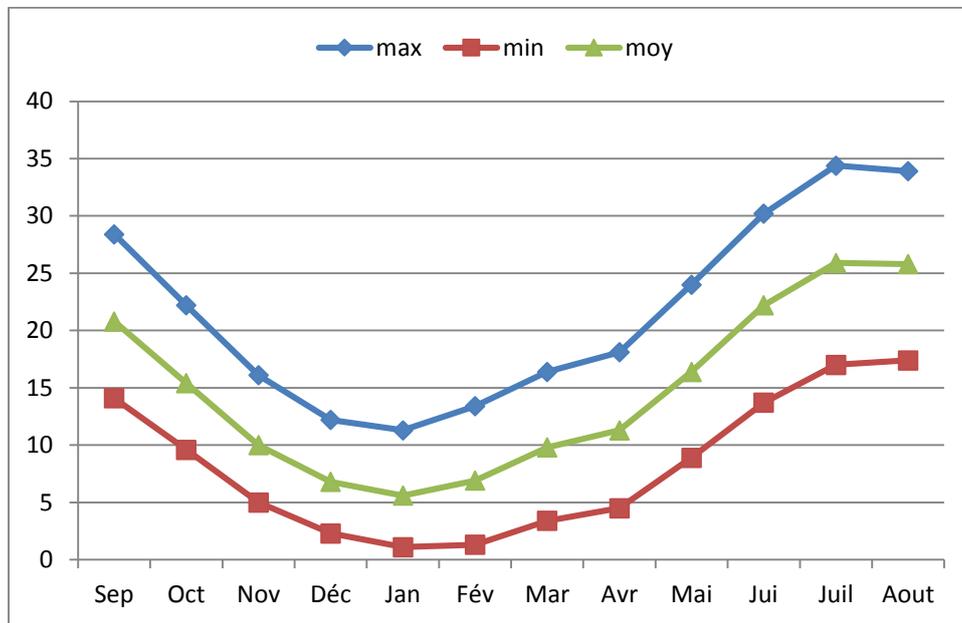


Figure I -3: Evolution des températures maximales, moyennes, minimales

I -7-2) L'humidité relative de l'air

Les variations de l'humidité relative de l'air sont fondamentalement conditionnées par les variations de la température et par la nature des masses d'air locales. On peut admettre que la variation de la température de l'air provoque une variation contraire à l'humidité relative

Tableau I-2 : Humidité relative de l'air (%) de la période (1969-2015)

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Avar	Mai	Juin	Juil.	Aout
Humidité Relative %	52.2	63.0	73.0	79.0	76	72	64	63	57	43	34	37

Source ONM

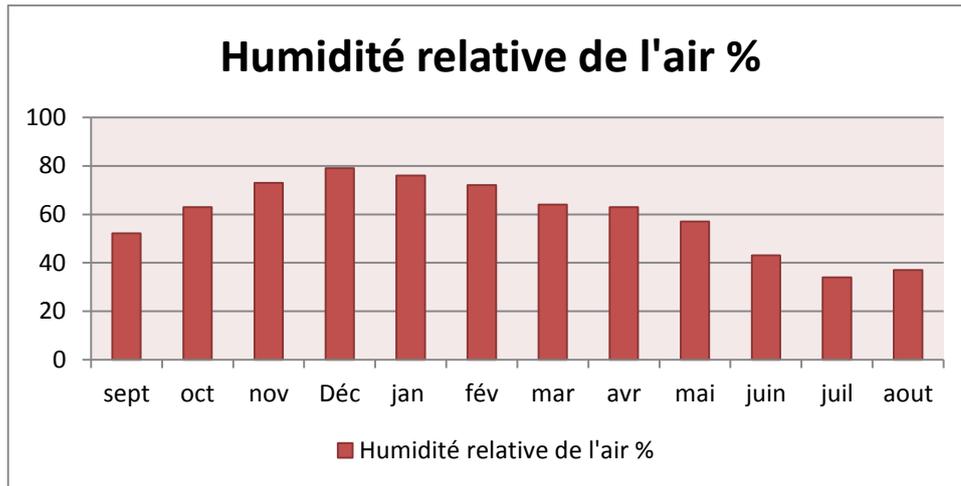


Figure I -4: Humidité relative de l’air de la période (1969-2015)

D’après le tableau on remarque que la valeur maximale est dans le mois de Décembre de 79% et la minimal en juillet de 34%.

I -7-3) Le vent

C’est un facteur déterminant pour le choix du système d’irrigation

Tableau I-3 : Moyenne mensuelle de la vitesse du vent moyen (m/s) de la période (1969-2015)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Vitesse du vent (m/s)	3,9	4,1	4,8	4,8	5	4,5	4,6	4,9	4,1	4	3,6	3,5	4,3

Source ONM

D’après le tableau on remarque que la vitesse moyenne du vent présente une petite variation pendant tout l’année.

La valeur minimale enregistrée en mois d’Aout est de 3.5 m/s alors que la valeur maximale est de 5 m/s enregistrée en mois de janvier.

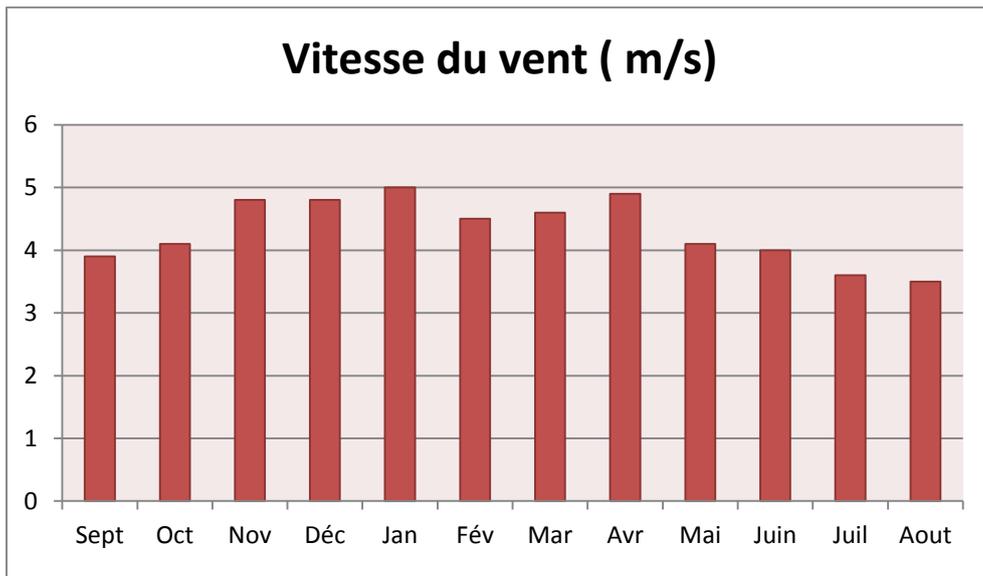


Figure I -5: Valeur moyenne de la vitesse du vent de la période (1969-2015)

I -7-4) La pluviométrie

La pluviométrie est un paramètre très important à une influence directe sur le dimensionnement du réseau d’irrigation et sur le calendrier des arrosages.

Tableau I-4 : Pluviométrie moyenne mensuelle de la période (1969-2015)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Pluviométrie	18,37	34,91	44,31	43,68	48,55	51,11	46,2	40,39	29,73	7,11	1,98	5,79	372.13

Source ONM

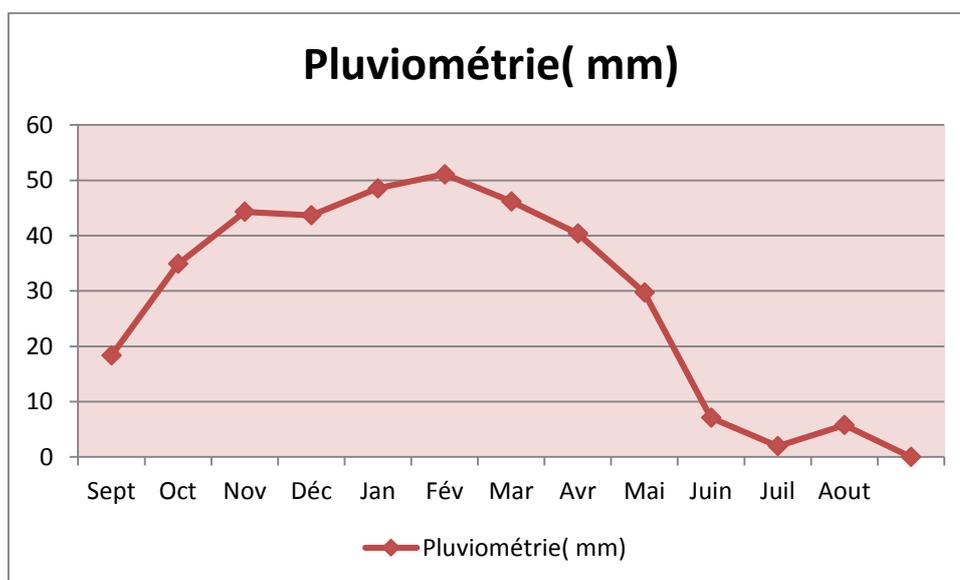


Figure I -6 : Valeurs moyennes de la pluviométrie à la station de Dahmouni .

I -7-5) La Grêle et Neige

Tableau I-6 : Nombre moyen de jour avec Grêle.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
station climatologique	0.3	0	0.4	1.1	1.1	1.6	1.3	0.8	0.1	0.2	0.2	0.1

Source ONM

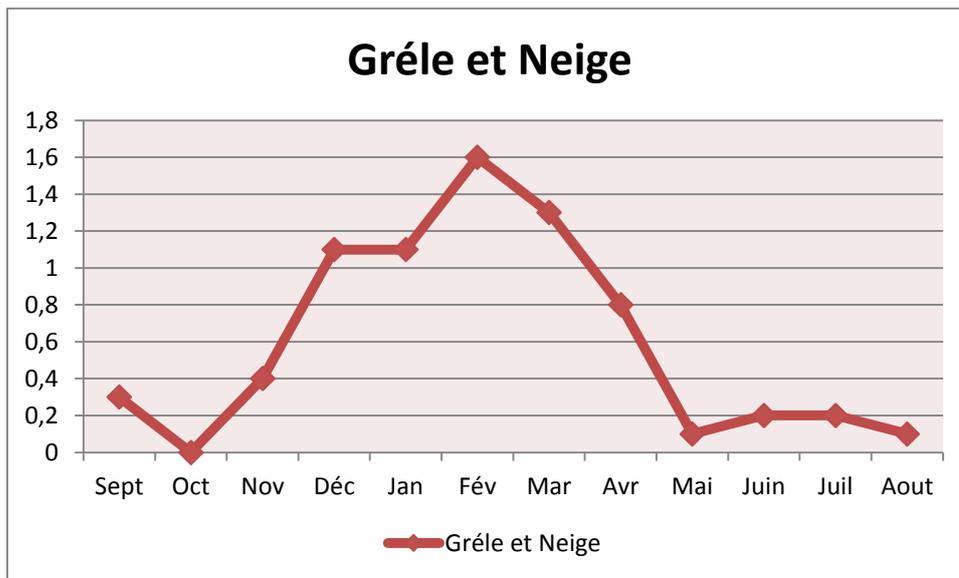


Figure I -8 : représente le nombre de jour de Grêle et neige

I -7-6) L'insolation :

L'insolation correspond au temps de soleil découvert dans le site pendant la période de temps qu'on considère.

Tableau I-7 : valeur moyennes du nombre d'heures d'insolation journalières

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Insolation (h/jour)	8.8	7.5	6.2	5.5	5.6	7.1	7.4	8.5	9.3	10.9	11.2	9.9

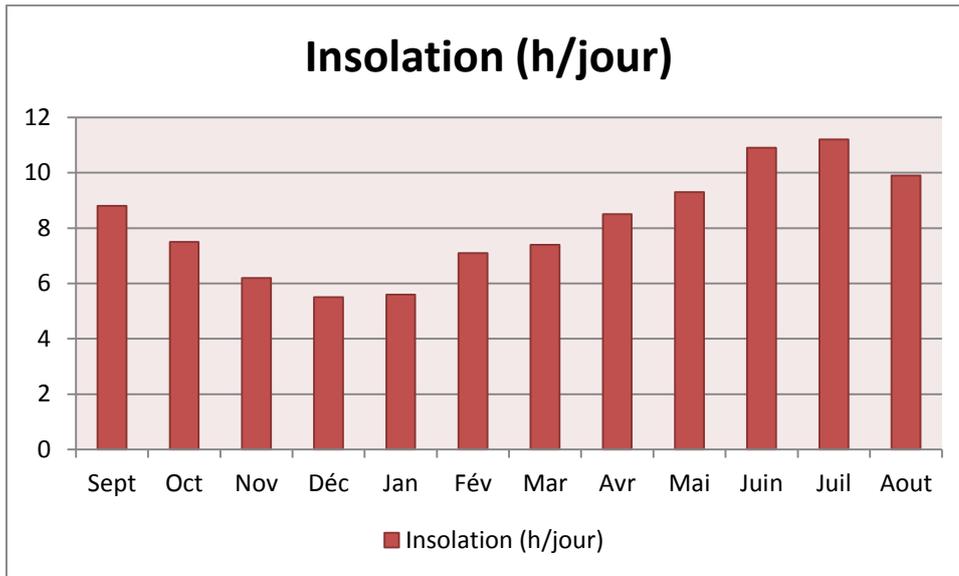


Figure I -9 : l'insolation journalière de station de Dahmouni

La figure représente l'évolution annuelle du nombre d'heures de soleil par jour dans la région d'influence de la station climatologique de Tiaret.

I-8) Classification du climat

Pour la classification du climat, on utilise généralement les paramètres agro- météorologiques, qui reposent sur la température et la pluviométrie de la zone.

I-8-1) Indice de Martonne

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

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

Avec :

- I^A : indice climatique.
- P : précipitation moyenne annuelle (mm).
- T : température moyenne annuelle (°C).

Tableau I-8 : Classification du climat selon De Martonne

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

Dans notre cas, nous avons :

$$\rightarrow I_A = \frac{372.13}{14.7+10} = 15.06 \rightarrow 20 < I_A = 15.06 < 30$$

D'où notre climat est sec, on conclue que l'irrigation est souvent indispensable

I -8-2) Classification du climat selon le diagramme d'Emberger

Le quotient pluviométrique d'Emberger s'exprime par la formule suivante :

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

Avec :

- **Q** : coefficient pluviométrique d'Emberger.
- **P** : précipitation moyenne annuelle (mm).
- **M** : moyenne des températures maximales (Kelvin).
- **m** : moyenne des températures minimales (Kelvin).

Pour : $P = 372.13$; $M = 34.4^\circ\text{C}$ et $m = 1.1^\circ\text{C}$

$$\rightarrow Q = 38.43$$

D'après le diagramme bioclimatique d'Emberger on peut dire que le climat de notre région est un climat **aride**, Sous l'étage : hiver tempéré.

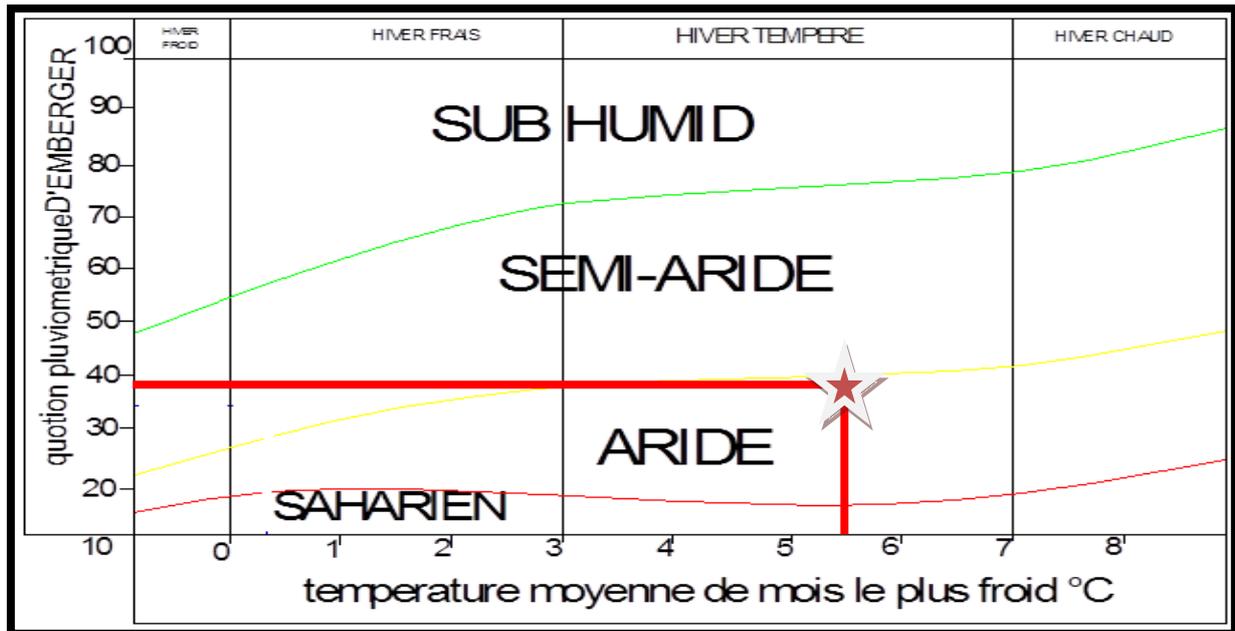


Figure I -10 : Diagramme bioclimatique d’Emberger

I-8-3) Classification du climat selon l’indice de Bagnouls et Gausson

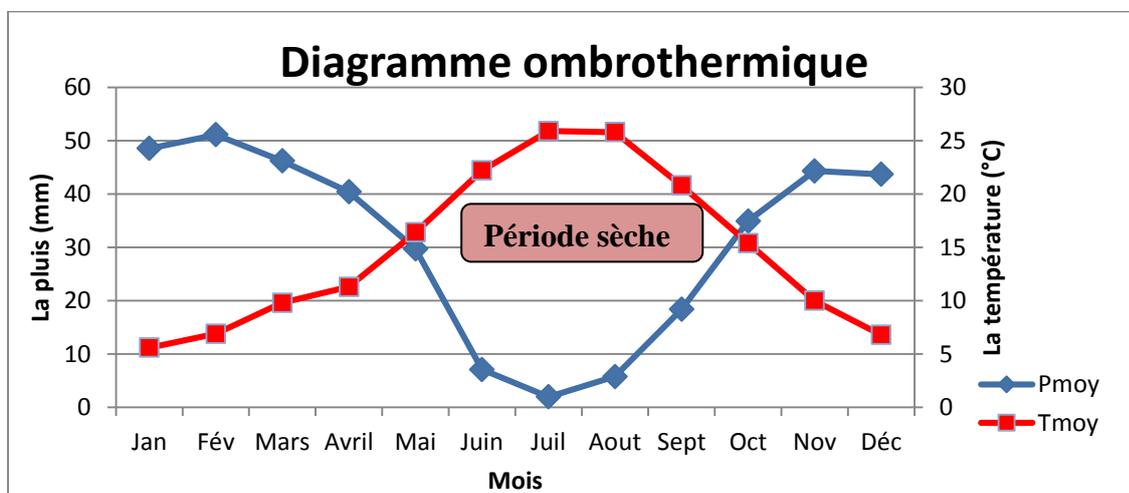


Figure I -11 : Climato gramme de Gausson

- Description du graphe

D’après le climato gramme de Gausson, on remarque que la période sèche commence du mois Mai jusqu’au mois de Septembre.

Conclusion

Le climat du périmètre de **Dahmouni** est de type **aride** avec une saison pluvieuse allant de mois de septembre à Mai et un été sec et chaud ce que veut dire que l'irrigation est indispensable pour un développement des cultures et une intensification de l'agriculture.

∞ Chapitre II ∞

Etude

Agro-Pédologique

Chapitre II : Etude Agro-Pédologique**II-1) Introduction**

La pédologie est une science qui étudie les caractéristiques du sol, elle est une phase primordiale dans tout projet d'aménagement agricole.

L'objet de ce chapitre est à réaliser une étude agro-pédologique du périmètre de **Dahmouni** pour évaluer, d'identifier et de dégager les meilleures potentialités en terrain irrigable de la région.

II-2) Classification des sols

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

- Les sols peu évolués
- Vertisols
- Sols calcimagnésiques
- Sols peu isohumiques
- Sols à Sesquioxides de fer

II-3) Caractérisation morpho pédologique et analytique des sols**II-3-1) Les sols peu évolués**

Les sols peu évolués sont formés d'apport d'origine mixte alluviaux, colluviaux et localement d'origine éolienne. Leur profil caractéristique du type AC, l'horizon A, a une épaisseur très variable évoluant directement sur des matériaux alluviaux / colluviaux.

- **Situation :**
 - ❖ Coordonnées : X=372000 Y= 3922000
 - ❖ Géologie : alluvions
 - ❖ Géomorphologie : terrasse alluviale
 - ❖ Pente : 1%
 - ❖ Occupation du sol : céréales
 - ❖ Aspect de surface : éléments graveleux 5%

- **Description des horizons**

00-36 cm : frais, marron rougeâtre, texture sablo-limoneuse structure particulière, poreux, éléments graveleux et caillouteux gréseux (5% de 2 à 10 cm de diamètre), meuble, bonne activité biologique, racines fines et denses, matière organique décelable, effervescence HCl nulle, transition nette et régulière.

36-72 cm : frais marron rougeâtre foncé, texture sablo-limoneuse, structure particulière, poreux, meuble, éléments graveleux et caillouteux gréseux (5% de 2 à 10 cm de diamètre), racines fines et denses, matière organique non décelable, effervescence HCl nulle, limite régulière et nette.

72-124 cm : frais, marron rougeâtre claire, texture sablo-limoneuse, structure particulière à aspect massif, concrétions rouges brunâtre, peu poreux, peu compact, éléments graveleux et caillouteux gréseux (20% de 2 à 10 cm de diamètre) racines fines et denses, matière

>**124 cm** : alluvions sablonneux caillouteux et graveleux gréseux.

- **Résultats analytiques**

Tableau II.1: Résultats des analyses physico-chimiques

Profondeur (cm)	00-36	36-72	72-124
Argiles (%)	6	8	10
Limons fins (%)	10	8	6
Limons grossiers (%)	8	11	12
Sables fins (%)	58	57	50
Sables grossiers (%)	18	16	22
pH 1 /2.5 H ₂ O	7,3	7,25	7,3
Conduct.P.S (mmhos/cm)	0,18	0,21	0,19
Calcaire total (%)			
Calcaire actif (%)			
Matière organique (%)	1,08	0,48	
Azote total (%)	0,08		
C/N	7,83		
CEC (méq/100g)	4	5	
K ⁺ éch. (méq/100g)	0,48	0,32	

Ca ⁺⁺ éch. (méq/100g)	2,62	3,67	
Mg ⁺⁺ éch. (méq/100g)	0,84	0,93	
Na ⁺ éch. (méq/100g)	0,06	0,08	

II-3-2) Vertisols

Ils se cantonnent uniquement dans les zones d'épandage, sur des alluvions et colluvions de marnes. Ils sont liés topographiquement aux sols peu évolués d'apport colluvial à caractères vertiques. Ces vertisols à structure arrondie, se caractérise par un horizon noirâtre.

- **Situation :**

- ❖ Coordonnées : X=374000 Y=3922000
- ❖ Géologie : alluvions marneuses
- ❖ Géomorphologie : terrasse alluviale
- ❖ Pente : pente faible (<1%)
- ❖ Occupation du sol : céréales
- ❖ Aspect de surface : fentes de retrait

- **Description des horizons**

00-35 cm : frais , couleur sombre , texture argileuse , structure grumeleuse et arrondie , fentes de retrait assez large , peu compact , bonne activité bibliologique , matière organique décelable , racines fines et denses , effervescence à HCl , limite diffuse peu nette.

35-68 cm : frais, couleur sombre, texture argileuse, structure prismatique, faces de glissement, fentes séparant des prismes, faces luisantes, poreux, compact, matière organique non décelable, quelques éléments graveleux, effervescence à HCl , limite diffuse peu nette.

68-132 cm : frais, sombre, texture argileuse, structure polyédrique fine à aspect massif, fentes de retrait, quelques graviers, non poreux, compact, effervescence à HCl.

- **Résultats analytiques**

Tableau II.2: Résultats des analyses physico-chimiques

Profondeur (cm)	00-35	35-68	68-132
Argiles (%)	58	62	64
Limons fins (%)	16	14	12
Limons grossiers (%)	10	12	11
Sables fins (%)	11	10	16
Sables grossiers (%)	3	2	2
pH 1 /2.5 H ₂ O	8,1	8,15	8,2
Conduct.P.S (mmhos/cm)	0,68	0,96	1,16
Calcaire total (%)	12,4	15,65	28,35
Calcaire actif (%)	7,2	8,45	12,85
Matière organique (%)	2,24	1,86	
Azote total (%)	0,17	0,13	
C/N	7,66	8,31	
CEC (méq/100g)	30	32	
K ⁺ éch. (méq/100g)	1,95	1,86	
Ca ⁺⁺ éch. (méq/100g)	15,15	18,76	
Mg ⁺⁺ éch. (méq/100g)	11,34	10,87	
Na ⁺ éch. (méq/100g)	0,74	0,88	

II-3-3) Sols calcimagnésiques

L'abondance de matériaux calcaires justifie la présence de ces sols à l'intérieur du périmètre d'étude. Le profil typique de ces sols calcimagnésiques est un horizon A travaillé Ap, horizon B ou Bca, suivi d'un horizon C de Cca. Le groupe des sols xériques à (ou sur) accumulation calcaire occupe une superficie importante en amont du barrage sur le plateau de Sersou. Ce groupe est subdivisé en trois sous-groupes: à dalle calcaire, à croûte calcaire et encroûtement calcaire. Ces sols se caractérisent par un profil constitué d'un horizon A humifère et parfois caillouteux de texture moyenne à légère, d'un horizon intermédiaire riche en calcaire (amas, nodule, feuillets disposés sub-horizontalement) reposant sur une accumulation calcaire continue et le plus souvent dur. Les sols calcimagnésiques relevés en amont du barrage sur le plateau du Sersou, correspondent aux sols bruns calcaires à encroûtement, plus rarement sur croûte et dont la plupart sont issus de sols fersiallitiques rouges méditerranéens ou isohumiques, et qui dans certains cas possèdent des caractères rendziniformes.

- **Situation :**

- ❖ Coordonnées : X= 373000 Y=3922500
- ❖ Géologie : calcaire
- ❖ Géomorphologie : glacis
- ❖ Pente : 1%
- ❖ Occupation du sol : céréales
- ❖ Aspect de surface : quelques éléments graveleux et débris de la croute

- **Description des horizons**

00-34 cm : frais, marron brunâtre, texture sablo – argileuse, structure grenue, friable, poreux, non compact, bonne activité biologique, racines fines et denses, matière organique décelable, effervescences à HCl. Limite régulière et nette.

>34 cm : croute calcaire.

- **Résultats analytiques**

Tableau II.3: Résultats des analyses physico-chimiques

Profondeur (cm)	00-34	>34
Argiles (%)	26	
Limons fins (%)	18	
Limons grossiers (%)	6	
Sables fins (%)	38	
Sables grossiers (%)	12	
pH 1 /2.5 H ₂ O	8,15	8,3
Conduct.P.S (mmhos/cm)	0,86	
Calcaire total (%)	16,7	68,3
Calcaire actif (%)	8	16,35
Matière organique (%)	1,48	
Azote total (%)	0,12	
C/N	7,17	
CEC (méq/100g)	14	
K ⁺ éch. (méq/100g)	1,18	
Ca ⁺⁺ éch. (méq/100g)	9,01	
Mg ⁺⁺ éch. (méq/100g)	3,65	
Na ⁺ éch. (méq/100g)	0,16	

II-3-4) Sols isohumiques

Les sols isohumiques marron sont développés sur des matériaux calcaires d'apport alluvial ou colluvial et occupent les dépressions abritées. Ils sont presque toujours associés aux sols fersiallitiques rouge méditerranéens. Il s'agit beaucoup plus de sols marron rubéfiés. Les sols isohumiques marron présentent deux types de profils, parfois caillouteux, l'un présente des horizons très peu différenciés où l'accumulation calcaire est progressive, l'autre a des horizons différenciés où l'accumulation calcaire est brutale.

- Un horizon A (25 à 35 cm) de couleur marron rougeâtre ou brunâtre;
- Un horizon B de couleur marron rougeâtre plus foncée.

Ces sols sont très répandus dans les zones basses de la vallée de Nahr –Ouassel sur colluvions et alluvions calcaires. Ils se caractérisent par une incorporation en profondeur de la matière organique, une texture moyennement fine à fine, une structure grenue à grumeleuse et un complexe absorbant calcique.

- **Situation :**

- ❖ Coordonnées : X= 373300 Y=3921500
- ❖ Géologie : grès-calcaire
- ❖ Géomorphologie : glacis
- ❖ Pente : 1%
- ❖ Occupation du sol : jachère
- ❖ Aspect de surface : quelques éléments caillouteux

- **Description des horizons**

00-30 cm : frais, marron brunâtre, texture limono –argileuse, structure grenue, poreux, non compact, bonne activité, biologique, racines fines et denses, matière organique décelable, complètement décarbonaté, limite régulière et nette.

30-58 cm : frais, marron brunâtre, texture limono-argileuse, structure prismatique, poreux, compact, racines fines et denses, matière organique non décelable, pas d'effervescence à HCl, limite nette et régulière.

58-90 cm : frais, marron clair, texture limon –argileuse structure polyédrique grossière friable, pseudo –mycélium amas et nodules calcaires, débris de la croute poreux, compact, racines fines et denses, matière organique non décelable, effervescence à HCl, transition graduelle.

> **90 cm** : croute calcaire

- **Résultats analytiques**

Tableau II.4: Résultats des analyses physico-chimiques

Profondeur (cm)	00-28	28-58	58-90	>90
Argiles (%)	34	32	30	
Limons fins (%)	22	20	19	
Limons grossiers (%)	8	6	9	
Sables fins (%)	30	32	32	
Sables grossiers (%)	6	10	10	
pH 1 /2.5 H ₂ O	7.55	7.65	8.05	8.2
Conduct.P.S (mmhos/cm)	0.28	0.38	0.46	0.92
Calcaire total (%)			26	56.85
Calcaire actif (%)				
Matière organique (%)	1.98	1.38		
Azote total (%)	0.16	0.14		
C/N	7.19	0.14		
CEC (méq/100g)	17	18		
K ⁺ éch. (méq/100g)	1.56	1.28		
Ca ⁺⁺ éch. (méq/100g)	10.82	10.59		
Mg ⁺⁺ éch. (méq/100g)	4.24	5.42		
Na ⁺ éch. (méq/100g)	0.38	0.71		

II-3-5) Sols à Sesquioxides de fer

Les sols fersiallitiques rouge méditerranéens constituent la plus grande partie des sols de la couverture pédologique de la partie amont du barrage. Ils évoluent sur du grès-calcaire, du calcaire-gréseux beaucoup plus sur le plateau du Sersou (partie amont) formés, principalement de calcaire conglomératique du pliocène continental. Ces sols sont associés aux sols isohumiques marron décarbonatés à horizon B textural. Quant aux sols fersiallitiques rouges méditerranéens à accumulation calcaire moyennement profond, ils sont associés aux sols bruns calcaires à accumulation calcaire. Les sols fersiallitiques

de la prospection pédologique présentent un profil parfois caillouteux de type ABC ou A(B)C, quand ils ne présentent pas d'accumulation calcaire. Leur couleur tourne autour du rouge et

du brun rougeâtre (2,5YR, 5YR et 7,5YR) et leur structure à tendance grumeleuse dans la plupart des cas.

• **Situation :**

- ❖ Coordonnées : X= 372000 Y=3921500
- ❖ Géologie : grès
- ❖ Géomorphologie : glacis
- ❖ Pente : 1%
- ❖ Occupation du sol : Céréales
- ❖ Aspect de surface : éléments graveleux (5%)

• **Description des horizons**

00-30 cm : frais, marron rougeâtre clair, texture sablo –limoneuse, structure polyédrique fine bien développée, friable, poreux, non compact, bonne, activité biologique, racines fines et denses, humifère, effervescences HCl nulle, transition nette et régulière.

30-60 cm : frais marron rougeâtre foncé, texture sablo – limoneuse, structure polyédrique fine à moyenne, friable faiblement développée poreux, non compact, fine et denses, matière organique non décelable, effervescences HCl nulle, limite régulière et nette.

60-94 cm :frais , marron rougeâtre clair , texture sablo-limoneuse, structure polyédrique fine, friable , concrétion rouges brunâtres , peu poreux , peu compact , éléments graveleux et caillouteux gréseux (fragments gréseux , 5%, de 2 à 10 cm de diamètre) , quelques racines fines , matière organique non décelable , effervescences HCl nulle.

>94 cm : grès altéré

• **Résultats analytiques**

Tableau II.5: Résultats des analyses physico-chimiques

Profondeur (cm)	00-30	30-60	60-94
Argiles (%)	16	22	24
Limons fins (%)	10	16	13
Limons grossiers (%)	7	11	12
Sables fins (%)	48	34	33
Sables grossiers (%)	19	17	18
pH 1 /2.5 H ₂ O	7.4	7.45	7.45

Conduct.P.S (mmhos/cm)	0.3	0.28	0.34
Calcaire total (%)			
Calcaire actif (%)			
Matière organique (%)	1.18	0.64	
Azote total (%)	0.08		
C/N	8.57		
CEC (méq/100g)	10	9	
K ⁺ éch. (méq/100g)	0.74	0.86	
Ca ⁺⁺ éch. (méq/100g)	8.30	6.06	
Mg ⁺⁺ éch. (méq/100g)	0.78	1.84	
Na ⁺ éch. (méq/100g)	0.18	0.24	

II- 4 Caractéristiques hydrodynamique des sols du périmètre

II-4-1) Densité apparente, densité réelle et porosité des sols

Dans notre périmètre d'étude les densités apparentes enregistrées oscillent entre **1.35 et 1.44 g/cm³** pour les horizons de profondeur alors que pour les densités réelles enregistrées sont comprise entre **2.5 et 2.64 g/cm³**. Quand à la porosité, les valeurs enregistrées varient entre **42.74 % et 47.14 %**.

III-4-2) Propriétés hydrodynamiques des sols

La perméabilité est principalement influencée par les propriétés physiques des sols tels que la texture, la porosité, la structure et la compacité. Dans notre périmètre, les valeurs enregistrés montre que la majorité des sols présentent des perméabilités comprises entre **2-7cm/h**, faisant partie de la gamme moyenne, néanmoins les horizons de profondeur et particulièrement ceux qui présentent une texture fine ont manifesté des perméabilités faibles à très faibles (**k < 2 cm/h**)

Tableau II.6: Propriétés hydrodynamiques des sols

Texture	Argileux-limoneux
Capacité au champ (%)	27%
Point de flétrissement (%)	17%
Vitesse de perméabilité (mm/h)	7
Densité apparente	1,35

II-5) Classement des terres à l'irrigation

Les classes d'aptitudes à l'irrigation sont obtenues moyennant à la fois l'utilisation de la clef de classement et les caractéristiques de l'unité morpho-pédologiques.

Ainsi, 5 classes d'aptitudes à l'irrigation ont définies comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Classement des aptitudes des terres a l'irrigation

paramètre d'évaluation	Catégories des terres irrigables				
	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>	<i>V</i>
Profondeur/Nature de la roche mère /Texture roche mère dure	120 cm et plus	80-120cm			< 30cm
Texture moyenne à fine		120cm et plus			
Texture grossière roche mère tendre	80 cm et plus	50-80cm	30-50cm	< 30cm	
Texture moyenne à fine		80cm et plus	50-80cm	30-50cm	
Texture	moyenne	Fine	Très fine /grossière	Très grossière	
Salinité mmhos/cm	< 4	4-8	8-16	16-32	>32
Perméabilité cm /h	0,8-3,5/0,5-6	0,1-0,5ou6-12	<0,1 ou >12		
Charge caillouteuse %	<15	15-40	40-75	>75	
Teneur en Calcaire %	10-25	1-10ou25-50	>50 ou <1		
Pente %	<2	2-5	5-8	8-12	>12
eau douce	2	1,2	0,75	<0,75	
eau salée	3	2	1,2	<1,2	

Catégorie I : potentialités en sol très favorables, permettant une mise en valeur hautement productive sans aménagement au perméable, aptitude à l’irrigation très élevée.

Catégorie II : potentialités en sol favorable, permettant d’obtenir une production satisfaisante malgré la présence de certaines contraintes mineures aptitude à l’irrigation élevée.

Catégorie III : potentialités en sol de qualité moyenne correspondant à des ressources édaphiques présentant certaines contraintes ,avec possibilité d’amélioration moyennant la pratique de certains travaux d’aménagement ,aptitude à l’irrigation moyenne.

Catégorie IV : potentialités en sol marginales correspondant à des sols à facteurs limitant pour une mise en valeur en irrigué, aptitude médiocre à l’irrigation.

Catégorie V : terre inapte à l’irrigation, ressources en sol présentant un ensemble de facteurs limitant importants, zones forestières et urbaines.

Dans ce systèmes de classements, les 3 premières catégories I, II, III représentent les terres aptes à un groupe de cultures ou à une spéculation donnees en irrigué .la classe IV représente les terres à facteurs limitant important ou la mise en valeur est conditionnée par la pratique des travaux d’aménagement et dont la rentabilité reste toujours très aléatoire alors que la classe V regroupe les terres inaptes à la mise en valeur agricole en irrigué.

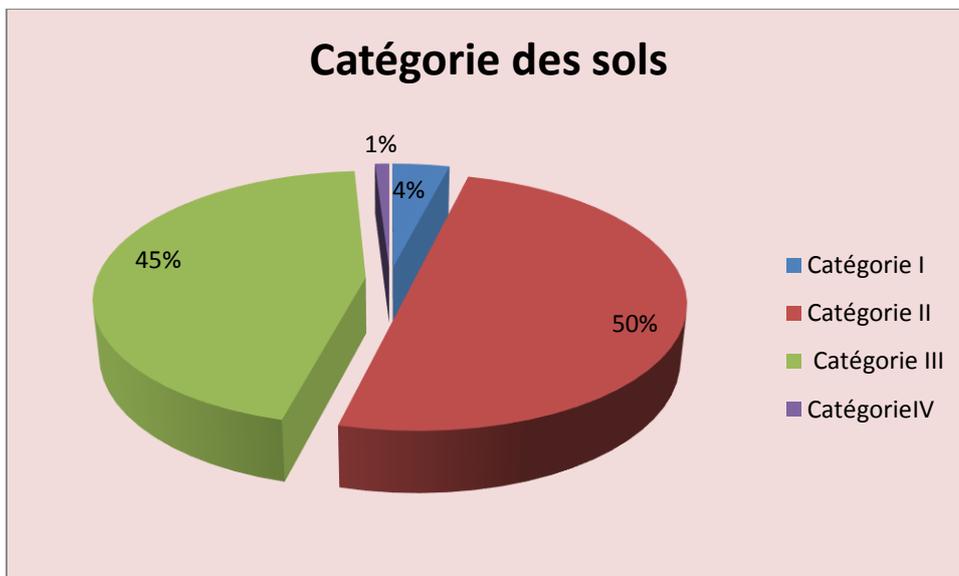


Figure II.1 : Catégories de sols présentes dans la zone d’étude en amont rive droite

II-6) Classification des aptitudes culturales des sols

Après la définition de zones homogènes de mise en valeur des sols du périmètre hydro agricole DAHMOUNI, basées surtout sur les caractéristiques physico-chimique du profil pédologique. On a établi la carte d'aptitude culturales des sols en irrigué.

Après l'analyse des études on peut conclure que l'établissement de l'aptitude culturelle en irrigué pour chaque type de sol a pris compte de l'objectif de développement agricole de la région.

La classification d'aptitude culturelle en irrigué pour base la création de 4 groupes de culture, les plus représentatifs dans la région. de cette façon, on peut avoir :

Tableau II .8: Aptitude des sols aux cultures

Culture maraichères en amont rive droite du Barrage de Dahmouni		
1-Artichaut	8-Choux pommés	15-Piment poivron
2-Tomate	9-Epinard	16-Haricot
3-Oignon	10-Laitue	17-Concombre
4-pomme de terre	11-Ail	18-Pois
5-Carotte	12-Aubergine	19-Asperge
6-Navet	13-Pastèque	20-Fraisier
7-Chou-fleur	14-Melon	21-Poivron

Culture Céréalières et Fourragères	
1-Luzerne	6-Vesce-avoine
2-Bersim	7-Ray-grass
3-Sorgho	8-Blé dur
4-Mais	9-Blé tendre
5-Fétuque	10-Orge

Cultures arboriculture
Agrume
Olivier
Figuier
pécher sur franc
pommier sur doucin
cerisier sur merisier

II-7) Répartition des parcelles par statut juridique

Les terres sont des propriétés privées de type Melk dans **91%** des cas et en indivision dans **3.5%**. Le reste est constitué de :

- Exploitation agricole en commun (EAC)
- Une ferme expérimentale de l'institut technique des grandes cultures (ITGC)
- Et une ferme pilote, relevant de la direction des services agricoles (DSA).

Conclusion

Etude agro- pédologique est nécessaire pour spécifie les types et qualité de sol la zone d'étude (rive droite de périmètre Dhamouni) et les cultures projeté.

Les sols présentant des croutes ou encroutements calcaires à des profondeurs variables.

Sol moyenne perméable, et a bonne activité biologique avec une matière organique décelable.

On a définie un certain nombre des cultures céréalière, fourragères et maraichère sur les 5 types des sols (peu évolués, Vertisols, calcimagnésiques, isohumiques, Sols à Sesquioxides de fer) avec un texture argileuse a argileux-limoneuse. et quatre catégories d'aptitudes à l'irrigation ont été identifiées (**Catégorie I, II, III, IV**)

∞ Chapitre III ∞

Ressources En eau

Chapitre III : Ressources en eau

Introduction

L'eau est un élément constitutif majeur de la matière végétale pour cela et à travers ce chapitre on va présenter les ressources en eau qui peuvent alimenter le périmètre d'irrigation **DAHMOUNI** avant d'entamer une étude d'aménagement hydro-agricole.

III-1) Ressources en eau de surface

Les ressources en eau à mobiliser pour l'alimentation du périmètre de **DAHMOUNI** sont les apports de l'oued Nahr Ouassel, influent de l'oued Chéelif, régularisées par le barrage existant de Dahmouni.

Dans le chapitre on présente une évaluation préliminaire des ressources en eau disponibles pour l'alimentation du périmètre de Dahmouni.

III-1-1) Le bassin versant de l'oued Nahr El Ouassel

Le bassin versant de l'oued Nahr ouassel est situé dans la partie Nord –Ouest de l'Algérie à l'intérieure du bassin hydrographique du Chéelif .la superficie totale du bassin versant jusqu'au site du barrage de Dahmouni est de **425 km²** dont **383 km²** sont considérées utiles en ce qui concerne l'écoulement superficiel.

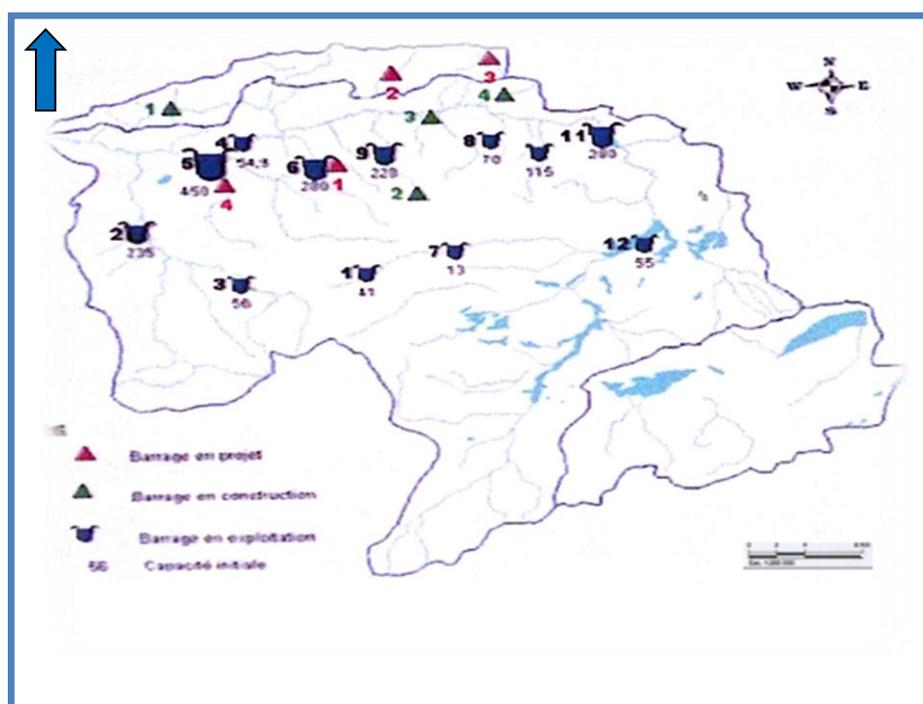


Figure III-1) Bassin versant de l'oued Chéelif

Le bassin versant du barrage de Dahmouni se situe dans la région des Bleds limitée au :

- Nord : les Monts de Tiaret
- Est : le plateau de sersou
- Sud : le bassin de l’oued Sousselem
- Ouest : le bassin de l’oued Mina

Le bassin ne présente pas de grandes pentes mais la région est recouverte d’une végétation peu dense assez éparpillée et en conséquence l’apport solide est important sur l’ensemble du bassin versant la valeur moyenne de la couverture végétale est estimée à 20%.

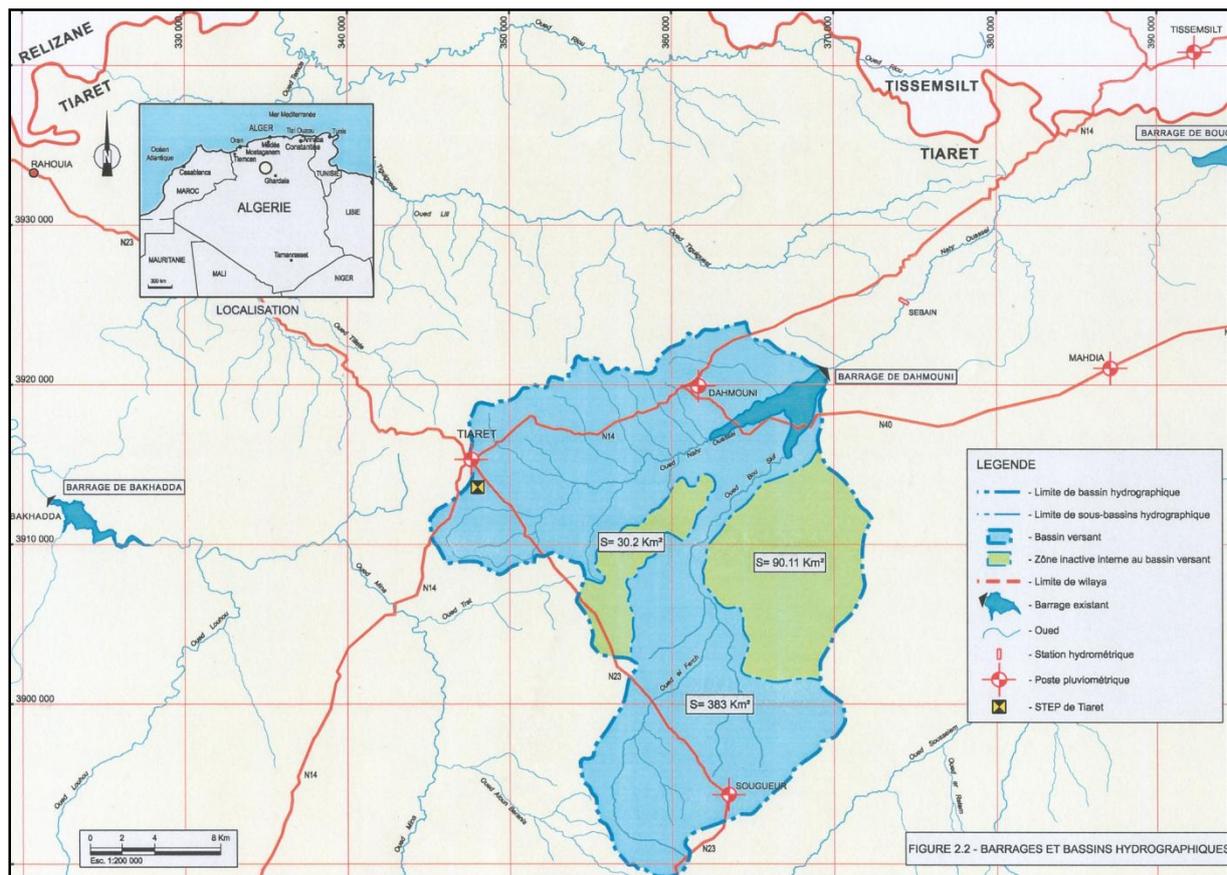


Figure III-2) Bassin versant de l’Oued Nahr Ouassel

III-1-2) Barrage de Dahmouni

Le barrage de Dahmouni, a été construit en 1987 et constituera l’origine de l’eau pour le périmètre irrigué.

- **Situation géographique**

Le barrage situe sur l’oued Nahr Ouassel, à 8 km au Nord-Est de la ville de Dahmouni et 20 km à l’Est de Tiaret.

- **Géologie du site du barrage**

La structure géologique de la région est en général peu complexe. La retenue, qui occupe une surface de 5.35 km² au niveau normal de 925 m se situe sur des terrains constitués principalement par des marnes, des grès et des alternances, généralement imperméable.

- **Caractéristique de Barrage**

- Capacité de stockage40.58 hm³
- Niveau normal de retenue (NNR)925
- Niveau minimal d'exploitation Nme..... 912.4
- Hauteur maximale35 m
- Volume total de retenue41.3 hm³
- Volume utile de la retenue36.5 hm³
- Volume mort4.8 hm³
- Surface inondée au NRN.....5.3 km²

III-2) Ressources en eau souterraines

La structure géologique de la zone du projet est simple, les pendages des directions NNW/SSE, sont de l'ordre de quelques de direction plus ou moins orthogonal à Nahr Oussel.

Sur le plan hydrogéologique, les nappes aquifères reconnues à travers le territoire de la Wilaya recèlent d'importantes ressources hydriques dont 53% sont utilisées au profit de l'alimentation en eau potable, à l'irrigation et l'alimentation des unités industrielles.

III-3) Qualité de l'eau d'irrigation des eaux du barrage

Pour l'aménagement hydro-agricole il faut que l'eau exploitée pour l'irrigation accomplisse certaines conditions qui garantissant le bon développement des plantes et permet d'éviter les impacts négatif sur la santé publique l'environnement et le système d'irrigation.

Tableau III-1) Résultats des analyses de l'eau de barrage de Dahmouni

Paramètre	Symbole	Unité	Quantité mesure	Norme
Calcium	Ca	még/l	7.49	0-20
Magnésium	Mg	még/l	5.46	0-5
Sodium	Na	még/l	8.44	>3
Conductivité électrique	CE	mmhos/cm	0.65	0.25-0.75

III-4) Classification des eaux pour l'irrigation

III-4-1) Les limites admissibles

La classification des eaux d'irrigation suivant la qualité chimique a été établie selon le diagramme de classification des eaux d'irrigation en fonction de deux paramètres celui de la conductivité électrique CE et le rapport d'absorption du Sodium SAR.

- **La conductivité électrique CE**

La conductivité électrique est une propriété associée à la mobilité des ions, elle est mesurée à 25°C et exprimée en mmhos/cm.

On distingue quatre classes de danger de salinité de l'eau en fonction de la conductivité électrique:

Tableau III-2): Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique

Classe	Conductivité électrique CE(mmhos/cm) à 25°C	Qualité des eaux
C1	$CE \leq 0,25$	Eau de risque faible
C2	$0,25 < CE \leq 0,75$	Eau de risque moyen
C3	$0,75 < CE \leq 2,25$	Eau de risque élevé
C4	$CE > 2,25$	Eau de risque très élevé

Remarque

- **C1** : convient pour toutes les cultures.
- **C2** : convient pour les plantes moyennement tolérantes.
- **C3** : ne convient qu'à des sols bien drainés et des plantes tolérantes.
- **C4** : eau difficilement utilisable sur sol bien drainé.

L'eau du barrage Dahmouni prévue pour l'irrigation a une conductivité électrique moyenne $CE = 0.65$ mmhos/cm, donc : Eau de risque moyen (salinité moyen).

- **La qualité des eaux pour l'irrigation est déterminée par le SAR.**

Le SAR exprime l'activité relative des ions de sodium dans les réactions d'échange dans les sols. Cet indice mesure la concentration relative du sodium par rapport au calcium et au

magnésium. Le SAR est défini par l'équation suivante: $S.A.R. = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Mg^{++} + Ca^{++}}{2}}}$

$$\rightarrow S.A.R. = \frac{8.44}{\sqrt{\frac{5.46 + 7.49}{2}}} = 3.32$$

Tableau III-3): Classification des eaux en fonction de SAR

Classe	SAR	Danger d'alcalinité
S1	$SAR \leq 10$	Risque faible
S2	$10 < SAR \leq 18$	Risque moyen
S3	$18 < SAR \leq 26$	Risque élevé
S4	$SAR > 26$	Risque très élevé

On a : $SAR = 3.32 < 10 \rightarrow SAR$ de classe S1 \rightarrow le risque est faible

Pour déterminer la classe des eaux d'irrigation de notre barrage on se base sur le diagramme de Riverside

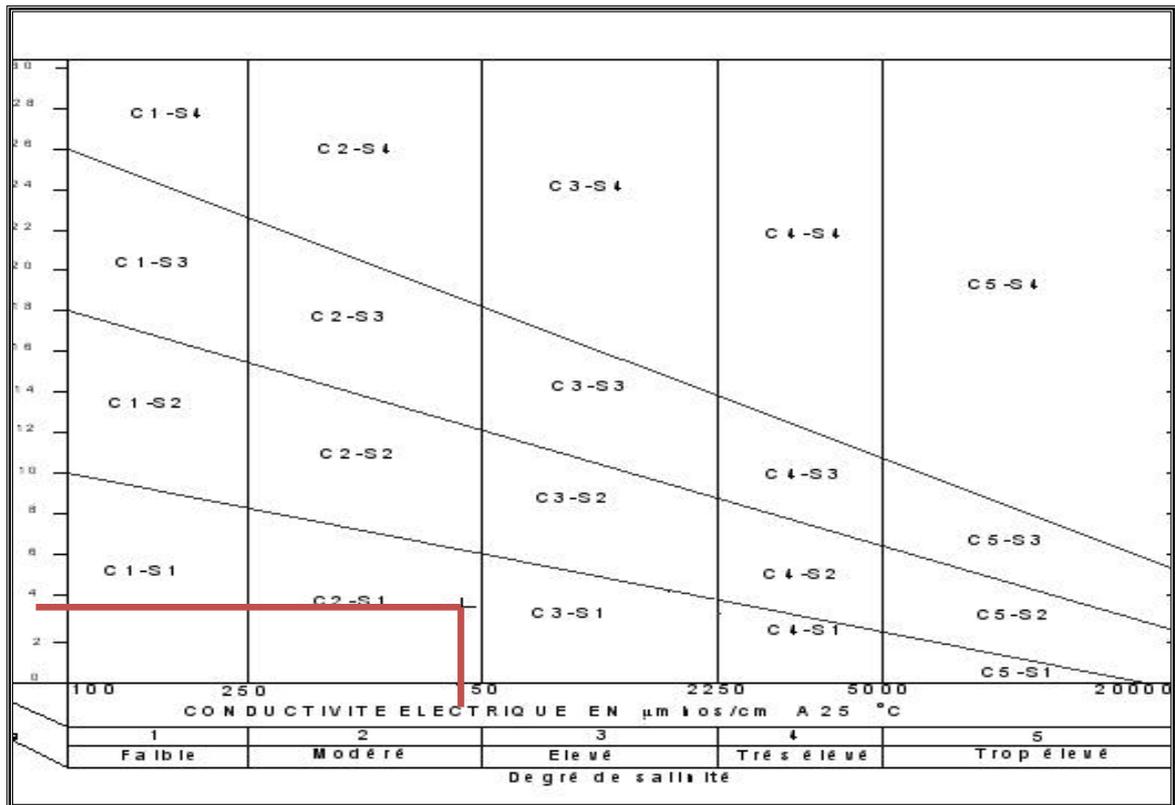


Figure III-3) Diagramme de classification des eaux d'irrigation

D'après le diagramme de classification des eaux d'irrigation on peut dire que L'eau barrage Dahmouni appartient à la classe (C2.S1): l'eau à une faible alcalinité, et la salinité est modérée.

III -5) Conclusion

Les eaux du barrage de Dahmouni qui alimentent notre périmètre appartiennent à la classe C2-S1, ce sont des eaux de faible alcalinité, et salinité est modérée, avec un pH normal qui est donc compatible pour l'irrigation.

œChapitre IVœ

Etude

Hydrologique

Chapitre IV : Etude Hydrologique

Introduction

L'étude hydrologique a pour but de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquences données, qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydro agricole, tels que :

- Calcul des besoins des cultures à projetées dans le périmètre
- Dimensionnement du réseau de distribution

IV .1) Réseau pluviométrique

La région d'étude dispose d'une station pluviométrique gérée par l'Agence Nationale des Ressources Hydraulique (ANRH), le tableau 1, décrit la position de cette station.

Tableau IV -1:Caractéristiques de la station pluviométrique

Nom de la station	Code	Coordonnées en Lambert		Altitude (m)	Période d'observation	Nombre d'années d'observation
		X (km)	Y (km)			
Dahmouni	10904	388.8	235.95	970	1969-2015	47

Source : ANRH Alger

Les pluies mensuelles de la station pluviométrique de **Dahmouni** sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV -2 : Pluies mensuelles (mm)

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
1969	0	0	0	86	78,9	3,3	55,4	71,9	22,2	0,4	0	0	318,1
1970	0	3,4	0	54,5	133	13,5	109,4	56,7	70,1	0	0	0,8	441,4
1971	19,4	77,7	132,9	48,6	100,3	49	135,4	9,5	76,7	1,7	0	0	651,2
1972	22,3	59,1	25,6	50,2	54,8	50,1	72,4	61,8	0	9	0	0	405,3
1973	9,3	7,7	8	104,4	5	104,8	67,1	49,3	5,5	12,1	0	0	373,2
1974	18,2	40,1	50,8	0	12,2	54,3	121,1	45,8	57,2	22,5	0	24,1	446,3
1975	0	0	69,5	35,5	34,5	128,9	29,1	36,4	54	5	8,9	0	401,8
1976	32,2	120,4	35,3	51,8	64,7	22,4	10,5	40,3	46,4	27,4	2,6	0,1	454,1
1977	11,5	38,5	84,6	42,7	82,2	17,9	59,6	65,3	30,5	4,5	0	0	437,3
1978	0	80,1	29	12,2	71	104,2	46	44,2	6,8	4,5	0	0	398
1979	22,5	55,9	62,6	37,6	33,5	24	80,8	58	15,8	5,1	0	0	395,8
1980	16	14	19,6	44,9	0,6	17,9	69,7	71,7	15,7	0,2	0	27,3	297,6

1981	4,3	0	0	58,8	37,6	71,4	0	75,6	37,9	0	0	0	285,6
1982	4,3	41,4	79,2	82,4	0	29	28,8	9,4	3,6	0	0	0	278,1
1983	0	0,2	9	30,6	22,5	69,6	33,8	8,1	2,4	0	0	0	176,2
1984	0	39,1	52,4	11,8	67	34	42,9	6	41	0	1,1	0	295,3
1985	26,5	19,8	42,9	29,3	116,9	82,5	92,9	25,9	9,2	6,6	0	13	465,5
1986	10,1	39,9	30,2	29,3	107,9	90,2	10,8	3,8	12,5	5,5	23,7	0,9	364,8
1987	2,5	65,9	116	33,5	42,1	23,2	32,4	38,8	40	17,1	0	2,5	414
1988	1,2	19,9	35,1	21,1	7,6	24,3	46,7	48,8	21	22,1	6,3	55,4	309,5
1989	40	3,4	30	19,3	81,2	3,5	0	0	0	0	0	0	177,4
1990	20,5	0,9	29,6	72,2	22,9	51,9	0	8,4	0	0	0	8,7	215,1
1991	0,1	89,8	17,2	11,5	18,4	24,6	38,2	62,8	41,3	4,6	7,4	0	315,9
1992	6	8	46	41,5	0	29,9	4,5	39,2	53,9	0	0	0	229
1993	26,2	10	22,7	37,2	24,2	45	3	17,3	2,6	0	0	1	189,2
1994	66,4	96	15,3	10,6	40,9	0	0	0	0	9,6	0	7,3	246,1
1995	19,5	15	2,9	39,8	50,7	137,3	35,3	86,4	41,3	23,9	8	8	468,1
1996	4,1	19	8	51,5	63,3	4,7	0	164,8	34	0	0	40,2	389,6
1997	73,5	40,7	138,5	56,6	30,8	37,2	22,5	39,7	94,5	0	0	0	534
1998	0	10,4	13,8	22	82,8	18,1	100,1	0	6,5	0	0	7,8	261,5
1999	24,6	70,2	29,5	95	0	0	0	20,7	18,9	0	0	0	258,9
2000	28,2	24,2	61,3	45	98,8	55,2	2	38,3	22,5	0	0	3,2	378,7
2001	89,4	27,3	66	39	7	6,4	23,1	29,7	26	0	0	13,4	327,3
2002	2,3	14	39,4	37,9	84,2	79,9	1	54,7	10,3	46,4	2,1	1	373,2
2003	5,3	76,8	147	84,1	22,4	30,2	18,5	37,3	61,1	33,8	0	5,7	522,2
2004	41,6	18,8	19,5	93,9	17,2	22,1	43,5	4,6	4	3,5	7,5	0	276,2
2005	9,5	41,8	50,2	24,7	55,9	68,5	29,5	42	86	0	0	0	408,1
2006	8,4	9	4,7	51,1	14	60,5	57,4	90,8	21,4	0	11,9	6,6	335,8
2007	22,5	49,6	40	6,7	20,4	24,2	32,7	6,9	82,2	8,5	7,6	1,6	302,9
2008	16,2	79,6	57,6	86,1	132,4	48,2	135,8	82,3	17,7	0	0	1,9	657,8
2009	69,8	5	45,8	92	62,6	157,5	79,1	17,8	44,8	10	0	35,4	619,8
2010	3,8	44,7	58,9	27,8	53,1	83,7	24,6	37,5	46,7	29,6	0	1,2	411,6
2011	6,2	15,5	25,2	6,9	12,5	64,5	52	152,3	5,7	5,7	0	3,5	350
2012	6,5	44,6	100,6	0	83,5	83	90,1	0	54,6	0	6,3	0	469,2
2013	0	3,3	50	76,7	64,2	57,6	119,2	0	7,3	0	0	0	378,3
2014	57,2	25,5	57,1	58,6	37,8	134,3	0	0	11,1	6,4	0	1,5	389,5
2015	15,3	74,8	22,9	0	28,5	59,9	114,3	37,6	34,8	8,5	0	0	396,6
P moy	18,37	34,91	44,31	43,68	48,55	51,11	46,196	40,39	29,738	7,1106	1,987	5,7894	372,15

Source : ANRH Alger

IV .2) Homogénéité de la série pluviométrique

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

- On divise la série complète en deux sous séries : X et Y tel que : N1 et N2 représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement $N_1 > N_2$
- On constitue par la suite, la série X union Y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous séries appartient elle.

Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95% (Touaibia, 2004), si la relation est vérifiée $W_{\min} < W_x < W_{\max}$, Avec :

W_x : Somme des rangs de sous-séries.

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

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

Les résultats du test de **Wilcoxon** sont détaillés comme suit :

Tableau IV --3 : Test d'homogénéité de la série pluviométrique de Dahmouni

Série origine	Classe	Rang	Série X	Série Y	X U Y
318.1	176,2	1	318,1	295,3	X
441.4	177,4	2	441,4	465,5	y
651.2	189,2	3	651,2	364,8	Y
405.3	215,1	4	405,3	414	Y
373.2	229	5	373,2	309,5	Y
446.3	246,1	6	446,3	177,4	Y
401.8	258,9	7	401,8	215,1	Y
454.1	261,5	8	454,1	315,9	Y
437.3	276,2	9	437,3	229	Y
398	278,1	10	398	189,2	X

395.8	285,6	11	395,8	246,1	X
297.6	295,3	12	297,6	468,1	Y
285.6	297,6	13	285,6	389,6	X
278.1	302,9	14	278,1	534	Y
176.2	309,5	15	176,2	261,5	Y
295.3	315,9	16		258,9	Y
465.5	318,1	17		378,7	X
364.8	327,3	18		327,3	Y
414	335,8	19		373,2	Y
309.5	350	20		522,2	Y
177.4	364,8	21		276,2	y
215.1	373,2	22		408,1	X
315.9	373,2	23		335,8	Y
229	378,3	24		302,9	Y
189.2	378,7	25		657,8	Y
246.1	389,5	26		619,8	Y
468.1	389,6	27		411,6	Y
389.6	395,8	28		350	X
534	396,6	29		469,2	Y
261.5	398	30		378,3	X
258.9	401,8	31		389,5	X
378.7	405,3	32		396,6	X
327.3	408,1	33			Y
373.2	411,6	34			X
522.2	414	35			Y
276.2	437,3	36			x
408.1	441,4	37			X
335.8	446,3	38			X
302.9	454,1	39			X
657.8	465,5	40			Y
619.8	468,1	41			Y
411.6	469,2	42			Y
350	522,2	43			Y
469.2	534	44			Y
378.3	619,8	45			Y

389.5	651,2	46			y
396.6	657,8	47			Y

D'après le test de Wilcoxon, on obtient :

N1=15	N2=32	Wmin = 273.62	Wmax = 446.38	Wx = 397
273.62 < Wx < 446.38 → la série est homogène				

IV .3) Etude de l'échantillon et choix du type de loi

Pour garantir le meilleur ajustement il faut que la pluviométrie est ajusté à des lois statistiques très nombreuses. Les lois d'ajustement les plus utilisées sont :

- Lois de Gauss ou loi Normal
- Lois de Galton ou loi log –Normal

IV .3.1) Ajustement à la loi Normal (Gauss)

Le procédé d'ajustement consiste à :

- Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant.
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- Calculer la fréquence expérimentale
- Variable réduite de Gauss $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$
- Calcul des caractéristiques empiriques de loi \bar{x} , σ ; Cv ; Cs
- Tracer la droite de Henry sur papier de probabilité gaussien.

Avec :

L'équation de la droite de Henry est : $x_{p\%} = \bar{x} + \sigma \cdot u_{p\%}$

- \bar{x} : Moyenne arithmétique ;
- $x_{p\%}$: Précipitation de probabilité P% ;
- σ : Écart type ;

- Cv : Coefficient de variation ;
- Cs : Coefficient d'asymétrie ;

Pour les calculs on a utilisé le logiciel **Hyfran**, les résultats de calculs obtenus sont :

Tableau IV -4 : Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss (Normal)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
100.0	0.9900	633.15	31.751	570.90	695.39
50.0	0.9800	602.57	29.066	545.59	659.55
20.0	0.9500	556.70	25.257	507.18	606.21
10.0	0.9000	515.92	22.190	472.42	559.43
5.0	0.8000	466.54	19.093	429.11	503.97
2.0	0.5000	372.15	16.362	340.08	404.23
1.2500	0.2000	277.76	19.093	240.33	315.19

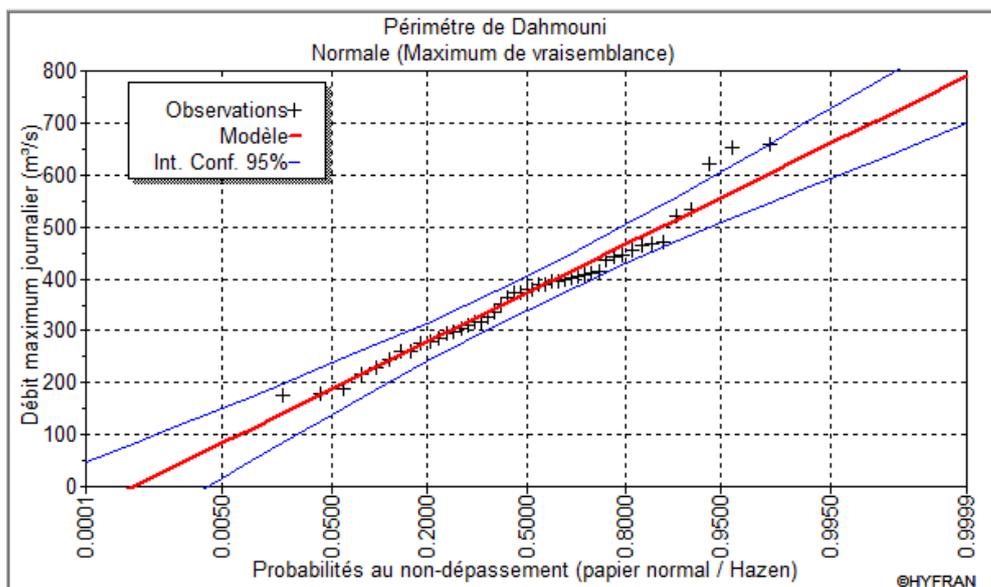


Figure IV -1 : Ajustement à la loi de Gauss

IV .3.2) Ajustement à la loi log- Normal (Galton)

La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variable. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \text{ (Fréquence au non dépassement)}$$

Avec la valeur réduite u est donnée par : $u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}$.

L'équation de la variable réduite présente sous forme de : $\ln x = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$ est l'équation d'une droite sur un papier Gausso-logarithmique en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

Procédé de l'ajustement :

- Classement des valeurs par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale : \bar{x} et σ ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série transformée en logarithmique $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$;
- Report des valeurs sur papier Gausso-logarithmique ;
- Détermination de la droite de Galton $\ln xp\% = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$.

Avec

- $xp\%$: précipitation probable à P%.
- $\overline{\ln x}$: Moyenne arithmétique du log des précipitations observées.
- $\sigma_{\ln x}$: La variance calculée pour les précipitations observées sous l'échelle logarithmique sa formule s'écrit comme suit :

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

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

Pour les calculs on a utilisé le logiciel **Hyfran**, les résultats de calculs obtenus sont :

Tableau IV -5 : Ajustement des pluies annuelles à la loi de Galton (log-Normal)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
100.0	0.9900	731.78	64.248	605.83	857.73
50.0	0.9800	672.45	54.045	566.50	778.40
20.0	0.9500	592.34	41.368	511.24	673.43
10.0	0.9000	529.18	32.470	465.53	592.84
5.0	0.8000	461.64	24.372	413.86	509.41
2.0	0.5000	355.59	16.088	324.05	387.13
1.2500	0.2000	273.91	14.461	245.56	302.26

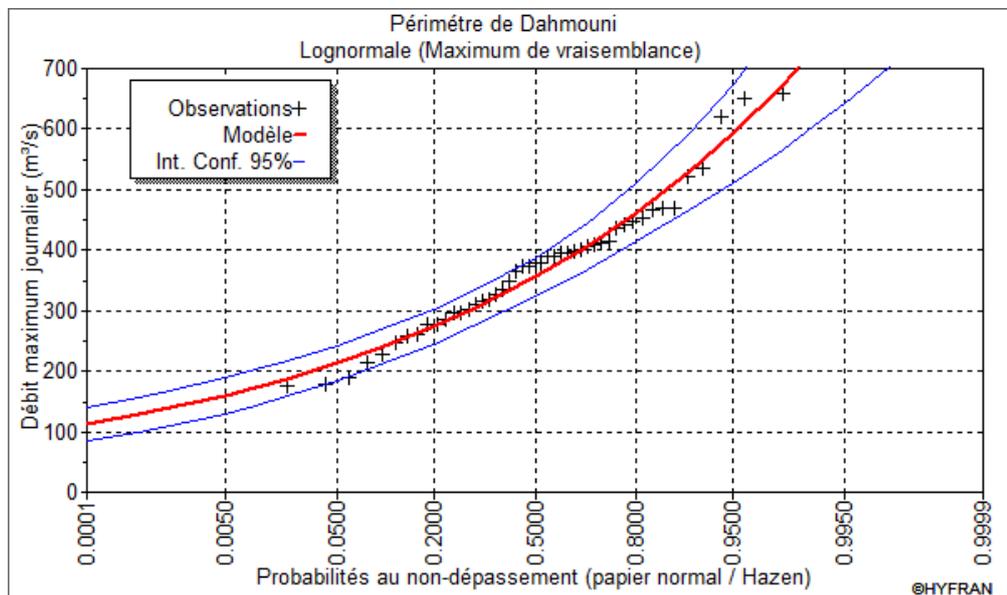


Figure IV -2: Ajustement des pluies annuelles à la loi de Galton (log-Normal)

IV .3.3) Test de validité d'un ajustement

- **Test de Khi carrée :**

- On calcule $\chi^2_{calculé}$.
- On calcule le nombre de degré de liberté γ .
- On détermine $\chi^2_{théorique}$.

Avec : $\chi^2_{théorique} = g(\gamma, \alpha)$

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$ si et seulement si : $\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$

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

Tableau IV -6 : Test de validité des deux ajustements.

Loi Normal	Loi log-Normal
$\chi^2_{calculé}=6.81$	$\chi^2_{calculé}=9.11$
Degré de liberté =6	Degré de liberté =6
$\chi^2_{théorique} = 12,59$	

Après examen des ajustements obtenus, il ressort que la **loi Normale** (Gauss) ajuste mieux la série des pluies annuelles à la station de **Dahmouni**.

IV .4) Détermination de l'année de calcul

Puisque la **loi normale** est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne annuelle (fréquence 80%) représentative de la région.

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

$$P_{théorique \text{ de } 50\%} = 372.15 \text{ mm}$$

$$P_{théorique \text{ de } 80\%} = 277.76 \text{ mm}$$

$$P_{moy80\%} = 0,7464 P_{moy\text{-mensuelle}}$$

Tableau IV.7) Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche (freq= 80%)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
P moy	18,37	34,91	44,31	43,68	48,55	51,11	46,196	40,39	29,738	7,1106	1,987	5,7894	372,15
Pmoy80%	13,711	26,06	33,07	32,6	36,24	38,15	34,479	30,15	22,196	5,3071	1,483	4,321	277,76

Conclusion

D'après l'analyse statique des données hydrologique, le périmètre de **Dahmouni** est caractérisé par une pluie moyenne annuelle de **372,15mm** et pluie sèche (fréquence =80%) est de **277.76 mm**.

Le climat du périmètre de **Dahmouni** est de type semi aride avec une saison pluvieuse allant de mois de septembre à Mai et un été sec et chaud.

∞ Chapitre V ∞

Calcul des Besoins

En eau des cultures

Chapitre V : Calcul des besoins en eau des cultures**V -1) Introduction**

Les besoin en eau des cultures est une premier étape de l'établissement d'un projet d'irrigation, on peut obtenir les données nécessaires en mesurant les quantités d'eau utilisées par les cultures dans les conditions climatiques, les potentialités des sols, l'eau disponible, la fertilité des sols, les pratique culturales et les méthodes d'irrigation.

A chaque phase de la croissance d'une plante, les besoins en eau varient, pour chaque culture et selon les différents périodes de développement végétatif ; car la consommation en eau des cultures dépend de différents éléments climatiques : la température, l'humidité de l'air, le vent et l'ensoleillement.

Donc la détermination des besoins en eau est régie par le phénomène d'évapotranspiration.

V -2) Les besoins en eau des cultures

En termes généraux, le besoin en eau d'une culture est équivalent au niveau d'évapotranspiration nécessaire à sa croissance optimale.

Les besoin en eau des cultures sont définis comme étant la quantité d'eau utilisée par cette culture (par une plante au cours de son cycle végétatif).cette quantité comprend aussi les apports naturels (pluie, réserve du sol).

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

B : besoin en eau d'irrigation (mm)

ETM : évapotranspiration maximale (mm/jour)

P_{eff} : la pluie efficace

RFU : réserve facilement utilisable

V-2-1) L'évapotranspiration maximale (ETM ou ETC)

L'évapotranspiration maximale d'une culture (ETM) qui régissent les besoins en eau d'une culture durant un stade végétatif donné se calcule en multipliant l'évapotranspiration de référence ETo par un coefficient cultural Kc .

$$ETM = Kc \cdot ETo$$

ETM : évapotranspiration maximale d'une culture (mm)

Kc : coefficient cultural

ETo: évapotranspiration de référence (mm)

V-2-1) L'évapotranspiration de référence ETo

C'est la quantité d'eau transpirée par unité de temps par une végétation courte et verdoyante, recouvrant complètement le sol, de hauteur uniforme et qui ne manque jamais d'eau.

Ils existent des méthodes expérimentales pour les mesures directes de l'évapotranspiration, basées sur le bilan hydrique, le bilan d'énergie et la méthode lysimétrique. devant la difficulté de la mise en place de ces dispositifs, différentes pour estimer indirectement cette grandeur à partir de données climatiques de la région, parmi ces formules on peut citer : **la formule de Penman –Monteith** .

$$E_{TO} = \frac{0,408 \Delta (R_n - G) + \gamma \frac{C_{ste}}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma (1 + 0,34 u_2)}$$

Avec:

ETo : évapotranspiration de référence [mm jour-1],

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

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

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

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

es : pression de vapeur saturante [kPa],

ea : pression de vapeur réelle [kPa],

es-ea : déficit de pression de vapeur saturante [kPa],

Δ : pente de la courbe de pression de vapeur saturante [kPa °C-1],

γ : constante psychrométrique [kPa °C-1].

Pour l'exécution des calculs, nous avons appliqué le logiciel **CROPWAT**, où nous avons introduit les données mensuelles de la station météorologique de **DAHMOUNI** wilaya de Tiaret :

- **Température** : Les températures minimales et maximales mensuelles.
- **Humidité de l'air** : l'humidité relative de l'air exprimée en pourcentage (%).
- **Insolation journalière** : donnée en heures d'insolation.
- **Vitesse de vent** : La vitesse du vent peut être introduite en (m/s)

Les résultats de l'évapotranspiration de référence ETo calculés à l'aide du logiciel, **CROPWAT** sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Evapotranspiration de référence (ETo) de la zone d'étude

Country	Algérie			Station	Dahmouni		
Altitude	945	m.	Latitude	35.00	°N	Longitude	1.50 °E
Month	Min Temp	Max Temp	Humidity	Wind	Sun	Rad	ETo
	°C	°C	%	m/s	hours	MJ/m ² /day	mm/month
January	1.1	11.3	76	5.0	5.6	9.7	50.05
February	1.3	13.4	72	4.5	7.1	13.4	60.23
March	3.4	16.4	64	4.6	7.4	16.7	98.76
April	4.5	18.1	63	4.9	8.5	20.8	117.58
May	8.9	24.0	57	4.1	9.3	23.4	162.54
June	13.7	30.2	43	4.0	10.9	26.2	220.44
July	17.0	34.4	34	3.6	11.2	26.3	259.13
August	17.4	33.9	37	3.5	9.9	23.2	238.36
September	14.1	28.4	52	3.9	8.8	19.3	171.90
October	9.6	22.2	63	4.1	7.5	14.7	115.27
November	5.0	16.1	73	4.8	6.2	10.7	67.86
December	2.3	12.2	79	4.8	5.5	9.0	46.60
Average	8.2	21.7	59	4.3	8.2	17.8	1608.71

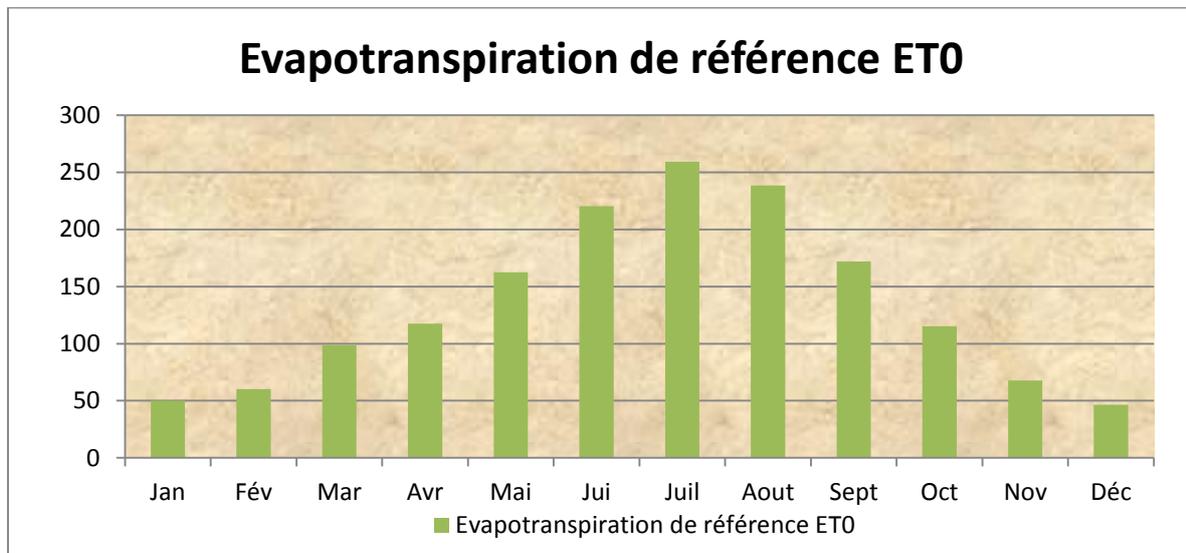


Figure V.1 : Evapotranspiration de référence ETo

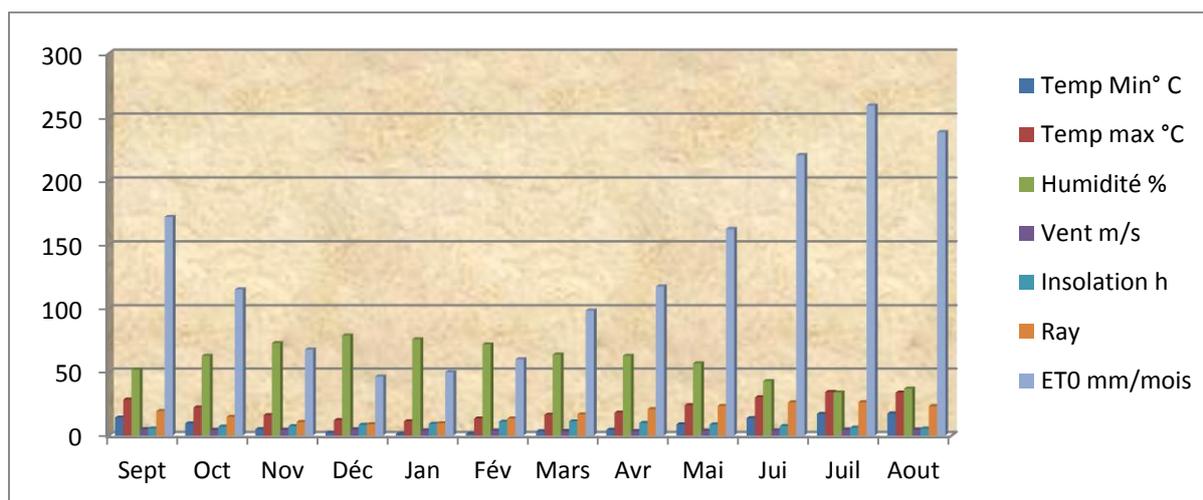


Figure V.2 : les différentes caractéristiques de la zone d'étude

On remarque que l'évapotranspiration de référence ETo est élevée dans la période d'été et atteint 259.13 mm/mois pour le mois de juillet, c'est-à-dire les besoins en eau des cultures augmentent dans cette période.

V -2-3) La pluie efficace

La pluie efficace (Peff) représente la fraction des précipitations qui est effectivement utilisée par la culture après déduction des pertes par ruissèlement de surface et par percolation profonde.

Différents méthodes ont ainsi été développées, chacune prenant en compte le climat de la région ou doivent s'effectuer les mesures. Le logiciel **CROPWAT** nous donne la pluie efficace dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : la pluie efficace pour chaque mois en mm

	Rain	Eff rain
	mm	mm
January	36.2	34.1
February	38.1	35.8
March	34.5	32.6
April	30.1	28.7
May	22.2	21.4
June	5.3	5.3
July	1.5	1.5
August	4.3	4.3
September	13.7	13.4
October	26.1	25.0
November	33.1	31.3
December	32.6	30.9
Total	277.7	264.2

V -2-4) La réserve facilement utilisable (RFU)

La Réserve en eau Facilement Utilisable (RFU) correspond à la quantité d'eau du sol en dessous de laquelle une plante flétrit, ce qui détermine les doses d'irrigation exprimé en mm [5]. On a :

$$\text{RFU} = (\text{Hcc} - \text{Hpf}) \cdot \text{Y} \cdot \text{Da} \cdot \text{Z}$$

Avec:

- **Hcc:** humidité à la capacité au champ (27%)
- **Hpf:** humidité au point de flétrissement (17%)
- **Y:** degré de tarissement (généralement 2/3 et 1/3) pour les cultures sensibles)
- **Da:** densité apparente (1.35)
- **Z:** profondeur d'enracinement (mm)

V -3) Scénarisons d'occupation culturelle

Pour le calcul des demandes en eau pour l'irrigation de l'aménagement hydro-agricole du futur périmètre de **Dahmouni**, plusieurs scénarios ont été testés avec plusieurs classes de cultures : céréales d'hiver, maïs et fourrages, cultures maraichères, arboriculture et cultures industrielles. De cette façon la gamme des cultures est la plus large possible pour les besoins des simulations permettant d'évaluer la variation des besoins en eau les cultures considérées pour chaque classe sont énumérées dans les tableaux suivant :

Tableau V.3 : Scénario d'occupation du sol par l'ensemble de l'exploitation du périmètre.

Pourcentage d'occupation du sol					
Scénario	Céréales %	Maïs et fourrage%	Maraichage %	Arboriculture %	Total %
1	70	15	10	5	100
2	40	15	35	10	100
3	35	15	40	10	100

- Culture proposes:

Tableau V.4 : Système de cultures proposées à la zone de Dahmouni

Les Cultures			
Céréaliers	Mais et fourrages	Maraichage	Arboriculture
Blé	Sorgho	Pomme de terre	Olivier
Orge vert	Bersim	Tomate	
		Oignon/ Ail	
		Haricot	

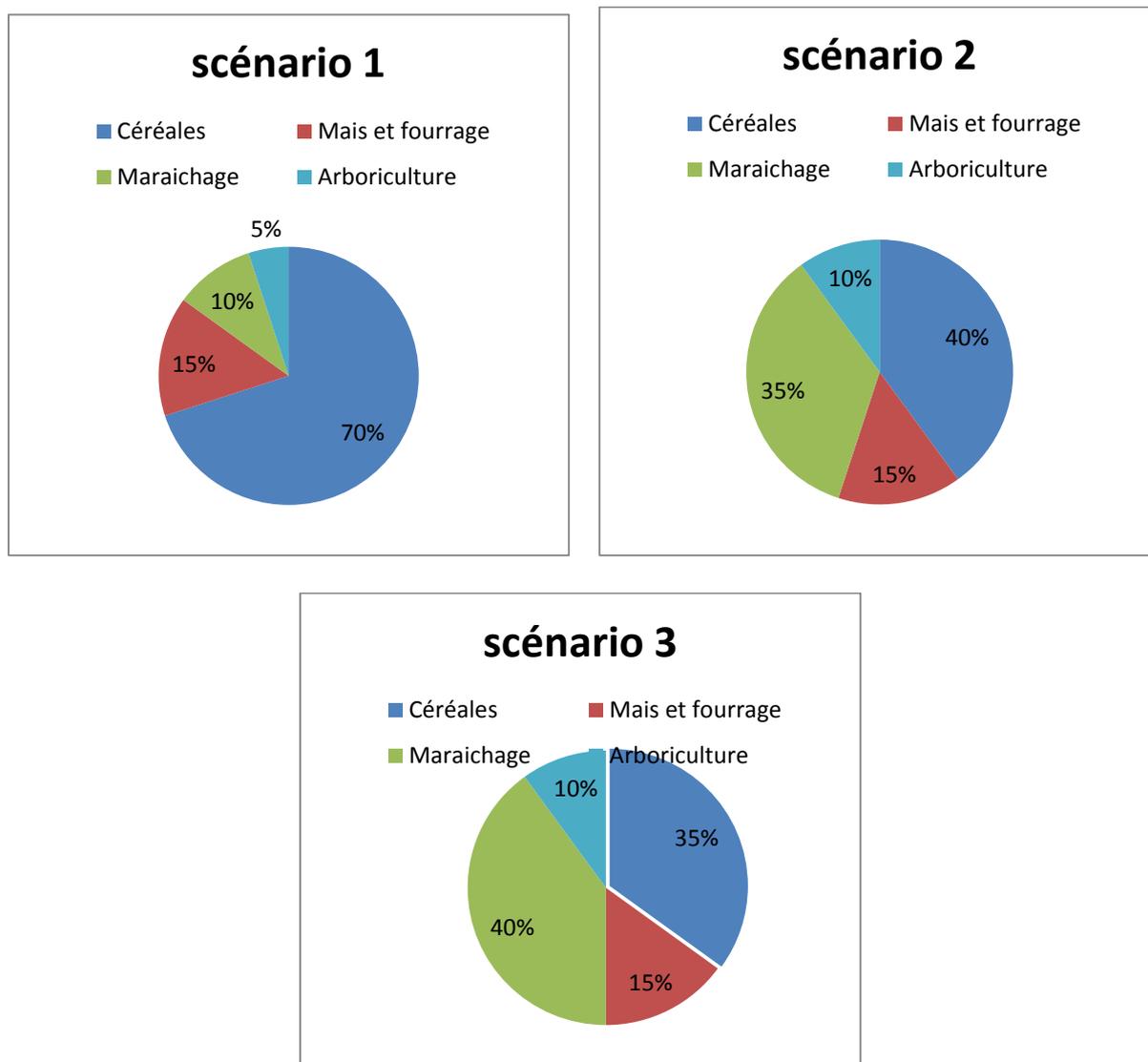


Figure V-3 : Scénarios de superficies irriguées considérés

V -4) Assolement

L'assolement se définit comme le découpage des terres d'une exploitation agricole en parties distinctes appelées soles en fonction de leurs capacités de production. Chaque sole est consacrée à une culture donnée.

Pour l'établissement des différents assolements –rotation nous avons tenu compte de plusieurs facteurs :

- La variation des profondeurs d'enracinement.
- L'équilibre du sol en éléments minéraux et en matière organique.
- La période de végétation.
- Les conditions climatiques de la région.
- La qualité et la disponibilité de l'eau d'irrigation au cours de l'année.

Sur la base des orientations des services agricoles de la wilaya de Tiaret et l'étude agro-pédologique, et afin de permettre l'irrigation de la totalité du périmètre, suivant un scénario précis on découpe notre périmètre

V -4-1) Rotation des assolements

Il est nécessaire que la rotation respecte un minimum des règles agronomiques :

- Lutte contre adventices et parasites
- Restitution de la matière organique
- Amélioration de la structure du sol (systèmes racinaires variés)
- Amélioration de la fertilité (apport de nitrates par les légumineuses)
- Facilitation du travail du sol (compactage réduit, érosion diminuée)

D'après les résultats recueillis de l'étude pédologique, ainsi que les caractéristiques climatiques de la zone et pour mieux diversifier les cultures sur le périmètre nous avons choisi le scénario 2 avec un assolement biennal

L'assolement proposé est détaillé comme suit :

Tableau V.5: Assolement proposé pour le périmètre de Dahmouni

Assolement 1	Assolement 2
Blé	Orge vert
Oignon/Ail	Tomate
Pomme de terre	Haricot
Tomate	oignon/ Ail
Sorgho	Bersim
Haricot	Pomme de terre
Arboriculture(Olivier)	Arboriculture(Olivier)

Le coefficient cultural Kc

A un stade de développement donné le coefficient cultural sera un nombre caractéristique de chaque culture traduisant le rapport entre son évapotranspiration réel maximale (**ETR max**) et l'évapotranspiration de référence **Eto**.

Tableau V.6: Calendrier d'occupation des sols

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Blé		←										→
Orge vert		←										→
pomme							←					→
Tomate							←					→
Oignon vert	←											→
Ail									←			→
Sorgho										←		→
bersim		←										→
Haricot	←											→
Olivier	←											→

V -5) Détermination des besoins en eau des cultures

V -5-1) Estimation des besoins en eau des céréales

Les résultats des calculs des besoins en eau de chaque culture suivant le stade végétatif sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau V.7: Calcul des besoins en eau du Blé

Blé	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pmoy	13,7	26,1	33,1	32,6	36,2	38,1	34,5	30,1	22,2	5,3	1,5	4,3
Peff	13,4	25	31,3	30,9	34,1	35,8	32,6	28,7	21,4	5,3	1,5	4,3
ETO	171,9	115,27	67,86	46,6	50,05	60,23	98,76	117,58	162,54	220,44	259,13	238,36
Kc			0,4	0,7	0,85	0,95	1	1,05	1,03	0,5		
ETM			27,14	32,62	42,543	57,219	98,76	123,46	167,42	110,22		
Z(m)			0,3	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6		
RFUmax			27	45	45	54	54	54	54	54		
RFU réel			6,75	45	45	54	27	18	18	0		
Bes net(mm)			0	0	0	0	39,16	76,759	128,02	104,92		
Bes net (m3)						0	391,6	767,59	1280,2	1049,2		
B brute						0	522,13	1023,5	1706,9	1398,933		
qs(l/s/ha)						0	0,2014	0,3949	0,6585	0,539712		

Tableau V.8 : Calcul des besoins en eau de l'orge verte

Orge vert	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pmoy	13,7	26,1	33,1	32,6	36,2	38,1	34,5	30,1	22,2	5,3	1,5	4,3
Peff	13,4	25	31,3	30,9	34,1	35,8	32,6	28,7	21,4	5,3	1,5	4,3
ETO	171,9	115,27	67,86	46,6	50,05	60,23	98,76	117,58	162,54	220,44	259,13	238,36
Kc			0,3	0,3	0,5	0,5	1	1,15	1			
ETM			20,36	13,98	25,025	30,115	98,76	135,22	162,54			
Z(m)			0,3	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7			
RFU max			27	45	45	54	54	54	63			
RFU réel			13,5	45	45	54	27	18	21			
Bes net(mm)			0	0	0	0	39,16	88,517	120,14			
Bes net (m3)			0	0	0	0	391,6	885,17	1201,4			
B brute			0	0	0	0	522,13	1180,2	1601,9			
qs(l/s/ha)			0	0	0	0	0,2014	0,4553	0,618			

V -5-2) Estimation des besoins en eau des maraichères

Tableau V.9 : Calcul des besoins en eau de la pomme de terre

pomme	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pmoy	13,7	26,1	33,1	32,6	36,2	38,1	34,5	30,1	22,2	5,3	1,5	4,3
Peff	13,4	25	31,3	30,9	34,1	35,8	32,6	28,7	21,4	5,3	1,5	4,3
ETO	171,9	115,27	67,86	46,6	50,05	60,23	98,76	117,58	162,54	220,44	259,13	238,4
Kc							0,75	1,1	1,2	0,7		
ETM							74,07	129,34	195,048	154,31		
Z(m)							0,4	0,6	0,6	0,6		
RFUmax							36	54	54	54		
RFU réel							18	18	18	0		
Bes net(mm)							23,47	82,638	155,648	149,01		
Bes net (m3)							234,7	826,38	1556,48	1490,1		
B brute							312,93	1101,8	2075,31	1986,8		
qs(l/s/ha)							0,1207	0,4251	0,80066	0,7665		

Tableau V.10 : Calcul des besoins en eau du Tomate

Tomate	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pmoy	13,7	26,1	33,1	32,6	36,2	38,1	34,5	30,1	22,2	5,3	1,5	4,3
Peff	13,4	25	31,3	30,9	34,1	35,8	32,6	28,7	21,4	5,3	1,5	4,3
ETO	171,9	115,27	67,86	46,6	50,05	60,23	98,76	117,58	162,54	220,4	259,13	238,4
Kc							0,5	0,85	1,15	0,9		
ETM							49,38	99,943	186,921	198,4		
Z(m)							0,7	0,9	1,2	1,2		
RFUmax							63	81	108	108		
RFU réel							31,5	27	36	0		
Bes net(mm)							0	44,243	129,521	193,1		
Bes net (m3)							0	442,43	1295,21	1931		
B brute							0	589,91	1726,95	2575		
qs(l/s/ha)							0	0,2276	0,66626	0,993		

Tableau V.11: Calcul des besoins en eau du l'oignon vert

Oignon vert	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pmoy	13,7	26,1	33,1	32,6	36,2	38,1	34,5	30,1	22,2	5,3	1,5	4,3
Peff	13,4	25	31,3	30,9	34,1	35,8	32,6	28,7	21,4	5,3	1,5	4,3
ETO	171,9	115,27	67,86	46,6	50,05	60,23	98,76	117,58	162,54	220,4	259,13	238,4
Kc	0,93	1,15	1,15	1								
ETM	159,87	132,56	78,04	46,6								
Z(m)	0,3	0,4	0,5	0,6								
RFUmax	27	36	45	54								
RFU réel	9	12	22,5	54								
Bes net(mm)	137,47	95,561	24,24	0								
Bes net (m3)	1374,7	955,61	242,4	0								
B brute	1832,9	1274,1	323,2	0								
qs(l/s/ha)	0,7071	0,4916	0,125	0								

Tableau V.12: Calcul des besoins en eau du l'Ail

Ail	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pmoy	13,7	26,1	33,1	32,6	36,2	38,1	34,5	30,1	22,2	5,3	1,5	4,3
Peff	13,4	25	31,3	30,9	34,1	35,8	32,6	28,7	21,4	5,3	1,5	4,3
ETO	171,9	115,27	67,86	46,6	50,05	60,23	98,76	117,58	162,54	220,4	259,13	238,4
Kc									1	1,05	1,05	0,85
ETM									162,54	231,5	272,09	202,6
Z(m)									0,1	0,2	0,3	0,35
RFUmax									90	18	27	31,5
RFU réel									30	0	0	0
Bes net(mm)									111,14	226,2	270,59	198,3
Bes net (m3)									1111,4	2262	2705,9	1983
B brute									1481,87	3015	3607,8	2644
qs(l/s/ha)									0,57171	1,163	1,3919	1,02

Tableau V.13 : Calcul des besoins en eau du Haricot

Haricot	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pmoy	13,7	26,1	33,1	32,6	36,2	38,1	34,5	30,1	22,2	5,3	1,5	4,3
Peff	13,4	25	31,3	30,9	34,1	35,8	32,6	28,7	21,4	5,3	1,5	4,3
ETO	171,9	115,27	67,86	46,6	50,05	60,23	98,76	117,58	162,54	220,44	259,13	238,36
Kc	0,9								0,4	0,5	0,65	0,95
ETM	154,71								65,016	110,22	168,43	226,442
Z(m)	0,7								0,4	0,5	0,5	0,7
RFUmax	63,032								36,018	45,023	45,023	63,0315
RFU réel	21,011								12,006	0	0	0
Bes net(mm)	120,3								31,61	104,92	166,93	222,142
Bes net (m3)	1203								316,1	1049,2	1669,3	2221,42
B brute	1604								421,47	1398,9	2225,8	2961,89
qs(l/s/ha)	0,6188	0	0	0	0	0	0	0	0,1626	0,5397	0,8587	1,14271

V -5-3) Estimation des besoins en eau des cultures fourragères

Tableau V.14 : Calcul des besoins en eau du Sorgho

Sorgho	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pmoy	13,7	26,1	33,1	32,6	36,2	38,1	34,5	30,1	22,2	5,3	1,5	4,3
Peff	13,4	25	31,3	30,9	34,1	35,8	32,6	28,7	21,4	5,3	1,5	4,3
ETO	171,9	115,27	67,86	46,6	50,05	60,23	98,76	117,58	162,54	220,44	259,13	238,36
Kc									0,8	1	1,15	0,75
ETM									130,03	220,44	298	178,77
Z(m)									0,2	0,4	0,5	0,6
RFUmax									18	36	45	54
RFU réel									6	0	0	0
Bes net(mm)									102,63	215,14	296,5	174,47
Bes net (m3)									1026,3	2151,4	2965	1744,7
B brute									1368,4	2868,5	3953,3	2326,27
qs(l/s/ha)									0,5279	1,1067	1,5252	0,89748

Tableau V.15 : Calcul des besoins en eau du bersim

bersim	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pmoy	13,7	26,1	33,1	32,6	36,2	38,1	34,5	30,1	22,2	5,3	1,5	4,3
Peff	13,4	25	31,3	30,9	34,1	35,8	32,6	28,7	21,4	5,3	1,5	4,3
ETO	171,9	115,27	67,86	46,6	50,05	60,23	98,76	117,58	162,54	220,44	259,13	238,36
Kc		0,65	0,95	1	1,01							
ETM		74,926	64,47	46,6	50,55							
Z(m)		0,05	0,1	0,15	0,25							
RFUmax		4,5023	9,005	13,507	22,51							
RFU réel		1,5008	4,502	13,507	22,51							
Bes net(mm)		48,425	28,66	2,1933	0							
Bes net (m3)		484,25	286,6	21,933	0							
B brute		645,66	382,2	29,243	0							
qs(l/s/ha)		0,2491	0,147	0,0113	0							

V -5-4) Estimation des besoins en eau d'arboricole

Tableau V.16: Calcul des besoins en eau du l'Olivier

Olivier	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pmoy	13,7	26,1	33,1	32,6	36,2	38,1	34,5	30,1	22,2	5,3	1,5	4,3
Peff	13,4	25	31,3	30,9	34,1	35,8	32,6	28,7	21,4	5,3	1,5	4,3
ETO	171,9	115,27	67,86	46,6	50,05	60,23	98,76	117,58	162,54	220,44	259,13	238,36
Kc	0,85	0,85	0,75	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,8	0,85	0,85
ETM	146,12	97,98	50,895	30,29	32,5325	39,1495	64,194	76,427	105,651	176,352	220,261	202,606
Z(m)	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
RFUmax	135	135	135	135	135	135	135	135	135	135	135	135
RFU réel	0	45	67,5	135	135	135	67,5	45	45	0	0	0
Bes net(mm)	132,72	27,98	0	0	0	0	0	2,727	39,251	171,052	218,761	198,306
Bes net (m3)	1327,2	279,8	0	0	0	0	0	27,27	392,51	1710,52	2187,61	1983,06
B brute	1769,5	373,06	0	0	0	0	0	36,36	523,347	2280,69	2916,81	2644,08
qs(l/s/ha)	0,6827	0,1439	0	0	0	0	0	0,01403	0,20191	0,8799	1,12531	1,02009

V -6) Calcul des besoins en eau pour les Assolements 1 et 2 :

Tableau V.17: Récapitulatif des besoins pour l'assolement 1.

Mois	Blé	Oignon	Ail	Pomme de terre	Tomate	Sorgho	Haricot	Olivier	Bes/max	Somme
Septembre	0	137,47	0	0	0	0	141,31	132,715	137.47	411.495
Octobre	0	95,561	0	0	0	0	0	27,9795	95.561	123.54
Novembre	0	24,24	0	0	0	0	0	0	24.24	24.24
Décembre	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Janvier	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Février	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mars	39.16	0	0	23.47	0	0	0	0	39.16	62.63
Avril	76.759	0	0	82.638	44,243	0	0	2,727	82.638	206.367
Mai	128.02	0	111,14	155.648	129,521	102,63	31,61	39,251	155.648	697.82
Juin	104.92	0	226,2	149.01	193,096	215,14	104,92	171,052	215.14	1164.338
Juillet	0	0	270,6	0	0	296,5	166,93	218,761	270.6	952.791
Août	0	0	198,3	0	0	174,47	222,1	198,3	222.1	793.17

Tableau V.18: Récapitulatif des besoins pour l'assolement 2.

Mois	Orge en vert	Tomate	Haricot	Oignon vert	Ail	bersim	pomme de terre	Olivier	Bes/max	Somme
Septembre	0	0	141,31	137,47	0	0	0	132,715	141.31	411.495
Octobre	0	0	0	95,561	0	48,425	0	27,9795	95.561	171.96
Novembre	0	0	0	24,24	0	28,66	0	0	28.66	52.9
Décembre	0	0	0	0	0	2.19	0	0	2.19	2.19
Janvier	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Février	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mars	39,16	0	0	0	0	0	23.47	0	39.16	62.63
Avril	88,517	44,243	0	0	0	0	82.638	2,727	88.52	218.125
Mai	120,14	129,521	31,61	0	111,14	0	155.648	39,251	155.648	587.31
Juin	0	193,096	104,92	0	226,2	0	149.01	171,052	226.2	844.278
Juillet	0	0	166,93	0	270,6	0	0	218,761	270.6	656.291
Août	0	0	222,1	0	198,3	0	0	198,3	222.1	618.7

V -7) Calcul du débit spécifique

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

Le débit spécifique qui se calcule par la formule suivante :

$$qs = \frac{B_{net} \times 10 \times 1000}{N_j \times N_i \times 3600 \times E_i} \text{ l/s/ha}$$

- **Bnet** : besoin net du mois de pointe en mm/mois.
- **Ni** : nombre des heures d'irrigation=24h
- **Nj** : nombre de jours du mois de pointe =30 jours
- **Ei** : Efficience d'irrigation =0.75

D'où les besoins de pointe correspondent au mois de juin, soient donc **1164.338 mm/mois**

➔ **Besoin max mensuel = 1165mm**

$$qs = \frac{\text{besoin max} \times 10 \times 1000}{3600 \times \text{nbr de jour} \times \text{nbr heure} \times \text{efficience}} = 5.99 \text{ l/s/ha}$$

➔ **5.99 l/s/ha > 1.5 l/s/ha**

Ce débit est important, ce qui risque d'aboutir à un surdimensionnement du réseau.

Il ya trois méthodes pour estimer le débit spécifique :

- Prendre la moyenne des débits spécifiques de l'ensemble des cultures
- Prendre en considération le débit spécifique de la culture la plus exigeante
- Prendre en considération le moyen des débits spécifiques des cultures les plus exigeantes

Pour éviter le risque de surdimensionnement. On prend le débit spécifique moyen des cultures les plus exigeantes :

Le débit spécifique moyen est de: **1.20 l/s/ha**

Ce débit est inférieur à 1,5 l/s/ha.

➔Donc le débit spécifique pour le périmètre du **Dahmouni** est de **qs= 1.2 l/s/ha**.

V -8) Calcul du débit caractéristique

Le débit caractéristique c'est le débit spécifique multiplié par la surface totale, c-à-d le débit maximum qui assurer le réseau d'irrigation.

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

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

S : la superficie nette à irriguer = 960 ha

$$Q_{car} = 1152 \text{ l/s}$$

V -9) Calcul du volume nécessaire du secteur

Le volume des besoins en eau égale la somme de besoin brut de la culture en m³ multiplié par la surface de la culture

Le résultat présenté dans le tableau suivant :

Tableau V.19: Estimation des volumes d'eau d'irrigation

Cultures	Superficies (ha)	la somme des Besoins nets (m ³ /ha)	Efficiencie	la somme des Besoins bruts (m ³ /ha)	Volumes des Besoins (m ³)
Blé	336	3488,552	0,75	4651,40267	1562871,3
oignon vert	25	2572,71	0,75	3430,28	85757
Ail	25	8061,945	0,75	10749,26	268731,5
pomme de terre	36	4107,64	0,75	5476,8533	197166,72
Tomate	30	3668,6	0,75	4891,46667	146744
Sorgho	384	7887,4	0,75	10516,5333	4038348,78
Haricot	28	6459,06	0,75	8612,08	241138,24
Olivier	96	7457,91	0,75	9943,88	954612,48
Besoin Total (m3)					7495370.027

L'évaluation des besoins en eau est estimée à **7495370.27m³ (7.49hm³)** pour une superficie de **960 ha**.

V -10) Conclusion

A partir de ce chapitre on a déterminé les besoins en eau d'irrigation pour les cultures de notre périmètre, d'après le choix de l'assolement on a estimé le volume d'eau nécessaire

7.49 Hm³ et on a comparé avec la capacité de barrage qui a estimé par **36.5 hm³**

Donc à partir de ces résultats nous pouvons conclure que la capacité de production barrage suffit largement à l'alimentation de notre périmètre.

œChapitre VIœ

Schéma d'adduction

Et distribution

Chapitre VI : Schéma d'adduction et distribution

VI.1) Introduction

Dans ce chapitre on regroupe tout les techniques qui permettent assurer le transport d'eau depuis la source le barrage de **DAHMOUNI** vers le périmètre d'irrigation.

Et pour assurer la pression et le débit aux point le plus défavorable il faut prend en considération les dimensionner les différents ouvrage de transfert : conduite d'adduction gravitaire, conduite de refoulement et la station de pompage, stockage (bâche de reprise) et le réservoir de régulation, réseau de distribution.

VI .2) présentation du projet

Périmètre	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Rive droite secteur nord ➤ Superficie = 960 ha
Source	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Barrage de Dahmouni ➤ Capacité =40.58 hm³
Les ilots	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Découpage de périmètre en des ilots ➤ 73 ilots

VI .3) description du schéma d'adduction

Vu que la situation topographique du périmètre **Dahmouni**, L'eau d'irrigation est pompée à partir d'une station de pompage, l'alimentation du périmètre est gravitaire à partir du réservoir à la cote de **985 m** pour garantir des pressions aux points les plus défavorables.

VI .4) Proposition du tracé

Le schéma d'aménagement hydro agricole sera suit :

- Une conduite d'aspersion gravitaire vers la station de pompage
- Une station de pompage qui refoulera vers un réservoir de régulation
- Une conduite de distribution gravitaire vers le périmètre d'irrigation
- Des conduites ramifiées sous pression
- Des bornes d'irrigation pour alimenté les ilots

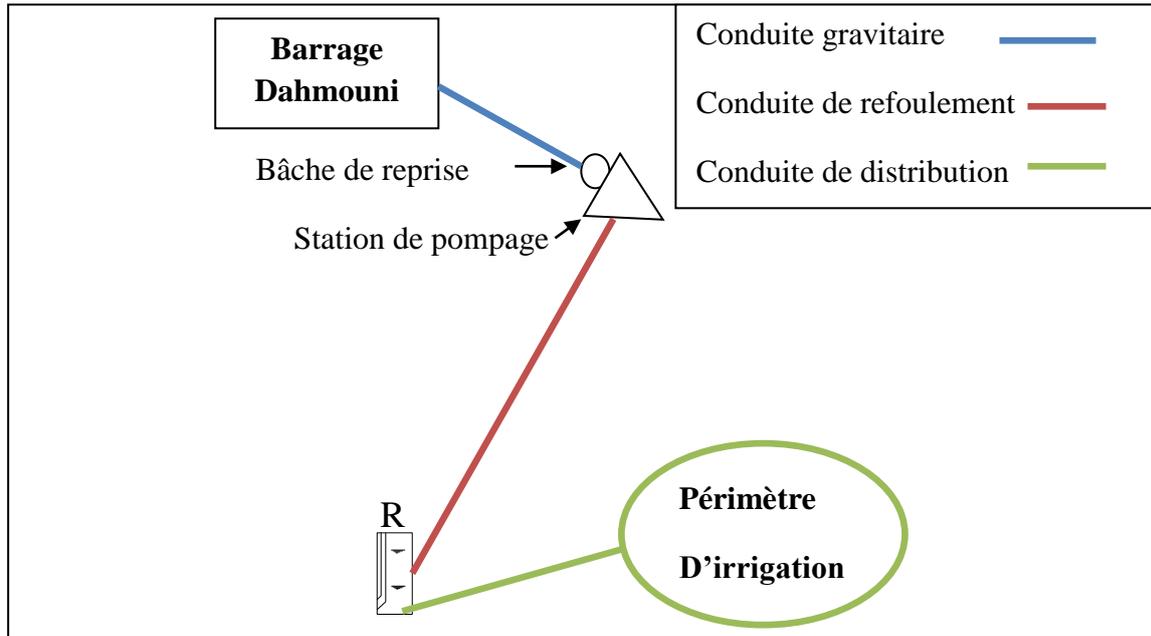


Figure VI .1) Schéma d'aménagement hydro-agricole du périmètre Dahmouni

VI .5) Choix le matériau des conduites

Les canalisations utilisées pour l'adduction d'eau est de type **fonte** ce matériau a pour avantage :

- facilement soudé
- bonne résistance aux forces internes
- bonne résistance à la corrosion.
- Très rigides et solides

VI .6) Dimensionnement de la conduite gravitaire d'aspiration (Barrage –SP)

Le système d'adduction qui se fait gravitaire ment est nécessaire pour amener l'eau de barrage de **Dahmouni** vers le bête de reprise de la station de pompage.

VI .6. 1) Débit caractéristique

On le débit spécifique $q_s = 1.2 \text{ l/s/ha}$, $S = 960 \text{ ha}$

$$\text{➤ } Q_{car} = q_s \times S = 1.2 \times 960 = 1152$$

$$\Rightarrow Q_{car} = 1152 \text{ l/s} = 1.152 \text{ m}^3/\text{s}$$

Alors notre débit de consommation journalier est **99533 m³/j**

VI .6.2) Diamètre normalisé

La formule de DARCY-WEISBAKH plus utilisée pour le calcul la perte de charge pour un écoulement dans une conduite.

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m}$$

Cette formule on va tirer le diamètre avantageux :

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

- ΔH_t : Perte de charge totale (m)
- K' : Coefficient de pertes de charge
- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;($L_g=630\text{m}$)
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s)
- 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.
- L_e : Longueur équivalente de la conduite gravitaire (m)

Dans le cas d'adduction, les pertes de charge singulière sont 15% des pertes de charge linéaires.

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

$$Le = 1.15 * Lg \rightarrow Le = 1.15 * 630 = 724.5 \text{ m}$$

K' , m , β : sont des coefficients qui dépendent du type de la tuyauterie et le régime d'écoulement .

Tableau VI.1: Coefficients K' , m , β pour différents types de matériau

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

$$\Delta H_t = C_B - C_{B,R} = 912,4 - 902,5 = 9.9m$$

On prend $\Delta H_t = 10 \text{ m}$

Tableau VI.2 : les caractéristiques de la conduite d'aspiration

Type de matériau	$Q(m^3/s)$	$L(m)$	Cote de départ m	Cote d'arrivée (m)	K'	m	β
fonte et Acier	1.152	724.5	912.4	902.5	0.001735	5.3	2

Application numérique :

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 * 724.5 * 1.152^2}{10}} = 0.713m$$

Le diamètre obtenu normalisé est de 700 mm

- **Vitesse d'écoulement**

La vitesse d'écoulement dans une conduite gravitaire est :

$$\frac{4*Q}{\pi*D^2} = 2.5 \text{ m/s}$$

VI .7) Dimensionnement du bête de reprise

La bête de station de pompage situe en aval de barrage de **DAHMOUNI** sur la rive droit de l'oued Nahr Ouassel de la cote (**PHE 906.2m et PBE 902.2 m**)

La bête de reprise est alimentée par le barrage de Dahmouni avec un débit journalier de **99533m³/j** pendent **24 h**

Pour le fonctionnement d'une station de pompage de 22 h

Tableau VI-3 : Bilan des apports et des sorties pendant 24 h.

Heure(h)	Apport(%)	distribution (%)	Stockage (%)	Déstockage (%)	Volume restant(%)
1	4.17	4.55	-	0.38	0.38
2	4.17	4.55	-	0.38	0.71
3	4.17	4.55	-	0.38	1.09
4	4.17	4.55	-	0.38	1.47
5	4.17	4.55	-	0.38	1.85
6	4.17	4.55	-	0.38	2.27
7	4.17	4.55	-	0.38	2.65
8	4.17	4.55	-	0.38	3.03
9	4.17	4.55	-	0.38	3.41
10	4.17	4.55	-	0.38	3.79
11	4.17	4.55	-	0.38	4.17
12	4.17	-	4.17	-	0
13	4.17	4.55	-	0.38	0.38
14	4.17	4.55	-	0.38	0.71
15	4.17	4.55	-	0.38	1.09
16	4.17	4.55	-	0.38	1.47
16	4.17	4.55	-	0.38	1.47
17	4.17	4.55	-	0.38	1.85
18	4.17	4.55	-	0.38	2.27
19	4.17	4.55	-	0.38	2.65
20	4.17	4.55	-	0.38	3.03
21	4.17	4.55	-	0.38	3.41
22	4.17	4.55	-	0.38	3.79
23	4.17	4.55	-	0.38	4.17
24	4.17	-	4.17	-	0

$$V = \frac{4.17 \cdot 99533}{100} = 4150.5 \text{ m}^3 \text{ Alors le volume de bête de reprise est } 4200 \text{ m}^3$$

VI .8) Dimensionnement de la conduite de refoulement

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 de la conduite de refoulement est basée sur l'étude technico-économique et pour calculer ce dernier il faut déterminer :

- Le débit d'équipement.
- Le diamètre avec la formule de Bonin comme première approximation

VI .8.1) Débit d'équipement

$$Q_{eq} = \alpha \cdot Q_{max.j}$$

α : Coefficient de correction,

$\alpha = (1.04 \text{ à } 1.08)$, on prend $\alpha = 1.08$

$$\rightarrow Q_{eq} = 1.24 \text{ m}^3/\text{s}$$

La station de pompage refoule un débit de **1.24 m³/s**

VI .8.2) Diamètre économique

Pour le calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement, on utilise :

- **Formule de Bonin**

$$D = \sqrt{Q}$$

$$D = \sqrt{1.24} \rightarrow D = 1.1135 \text{ m}$$

Le diamètre calculé obtenu est de **1100 mm**, et pour choisir le meilleur diamètre on fait une analyse technico-économique.

VI .8.3) Calcul de la hauteur géométrique

La hauteur géométrique (Hg) est la différence d'altitude entre la cote d'arrivée (réservoir) et la cote de départ (la prise de charge de la SP).

$$H_g = C(\text{réservoir}) - C(\text{SP}) = 985 - 902.2 = 82.8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow H_g = 82.8 \text{ m}$$

VI .8.4) Pertes des charges totales

- **pertes de charge linéaires**

Les pertes de charge sont calculées comme suit :

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

- **L** : longueur du tronçon en (m).
- **V**: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m) :
- **I**: gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes: $\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\xi}{D})^{-2}$

(Formule de Nikuradzé)

- ξ : Rugosité absolue ; 0,046 mm. (Conduite en font)
- **Pertes de charge singulières**

Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour une adduction ou conduite par la formule suivante : $\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l$

- **Pertes de charges totales**

Par la suite la perte de charge totale sera donnée comme suit :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \rightarrow \Delta H_t = 1.1 \Delta H_l$$

ΔH_t : perte de charge totale (m)

ΔH_l : perte de charge linéaire(m)

ΔH_s : perte de charge singulière(m)

VI .8.5) Hauteur manométrique HMT

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes et de la hauteur géométrique

$$\mathbf{HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t}$$

Avec

- H_g : la hauteur géométrique(m)
- ΔH_a : perte de charge à l'aspersion(m)
- ΔH_r : perte de charge au refoulement (m)
- ΔH_t : perte de charge totale (m)

VI .8.6) Frais d'exploitation

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

$$\mathbf{F_{exp} = E \times e}$$

e : Prix unitaire d'un Kw imposé par la SONEGAS ($e=4.2$ DA)

VI .8.6.1) puissance des pompes

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

$$\mathbf{P = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta}}$$

Avec :

- P : puissance absorbée par la pompe(Kw)
- g : accélération de la pesanteur (m/s^2)
- Q : débit refoulé (m^3/s)
- HMT : la hauteur géométrique(m)
- η : Rendement du pompage 78%

VI.8. 2) Energie consommée par la pompe

Energie consommée par la station de pompage est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{E = P \times T \times 365}$$

Avec :

- E : énergie totale consommée par la pompe pendant une année (**Kwh**)
- P : puissance absorbée (**Kw**)
- T : temps de pompage en heure

VI .8.5.3) Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{Fam = Prc \times A (DA)}$$

Avec :

- **Pam** : Prix de la conduite en (DA)
- **A** : Amortissement annuel.il est donné par la formule suivante

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

Avec :

- **i** : Taux d'annuité (i=10%)
- **n** : Durée de l'amortissement de la conduite, dans notre cas on prend n=30 ans.

$$\mathbf{A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \Rightarrow A = \frac{0.1}{(1+0.1)^{30} - 1} + 0.1 = 0.1061}$$

$$\mathbf{A = 10.61\%}$$

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

Tableau VI .4: Variation de HMT en fonction du diamètre

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_l (m)	ΔH_s (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
700	2,99493	0,011264	1156	8,50407178	0,8504072	9,35447896	92,154479
800	2,292994	0,010994	1156	4,25726097	0,4257261	4,68298707	87,4829871
900	1,811748	0,010765	1156	2,31326807	0,2313268	2,54459487	85,3445949
1000	1,467516	0,010565	1156	1,34058383	0,1340584	1,47464221	84,2746422
1100	1,212823	0,0103897	1156	0,81858422	0,0818584	0,90044264	83,7004426
1200	1,019108	0,010232	1156	0,52176961	0,052177	0,57394657	83,3739466

Tableau VI.5 : calcul des frais d'exploitation

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
700	1418,99233	11394508,4	47 856 935,46
800	1347,06082	10816898,4	45 430 973,22
900	1314,13391	10552495,3	44 320 480,29
1000	1297,65881	10420200,2	43 764 840,93
1100	1288,8173	10349202,9	43466652,15
1200	1283,78992	10308833	43 297 098,79

Tableau VI.6 : calcul des frais d'investissement

Diamètre en (mm)	L (m)	prix totale	A	F _{inves} (DA)
700	1156	35377,32	0,08882	3632398,88
800	1156	38342,72	0,08882	3936874,05
900	1156	47070,72	0,08882	4833029,48
1000	1156	53618,62	0,08882	5505341,14
1100	1156	65417,28	0,08882	6716779,41
1200	1156	79812,21	0,08882	8194792,09

Tableau VI.7 : calcul du bilan total

Diamètre en (mm)	Investissement	Exploitation	Bilan
700	3632398,878	44818748,25	48451147,1
800	3936874,051	42613328,04	46550202,1
900	4833029,481	41603789,01	46436818,5
1000	5505341,138	41098662,32	46604003,5
1100	6716779,408	40827581,61	47544361
1200	8194792,089	40673442,19	48868234,3

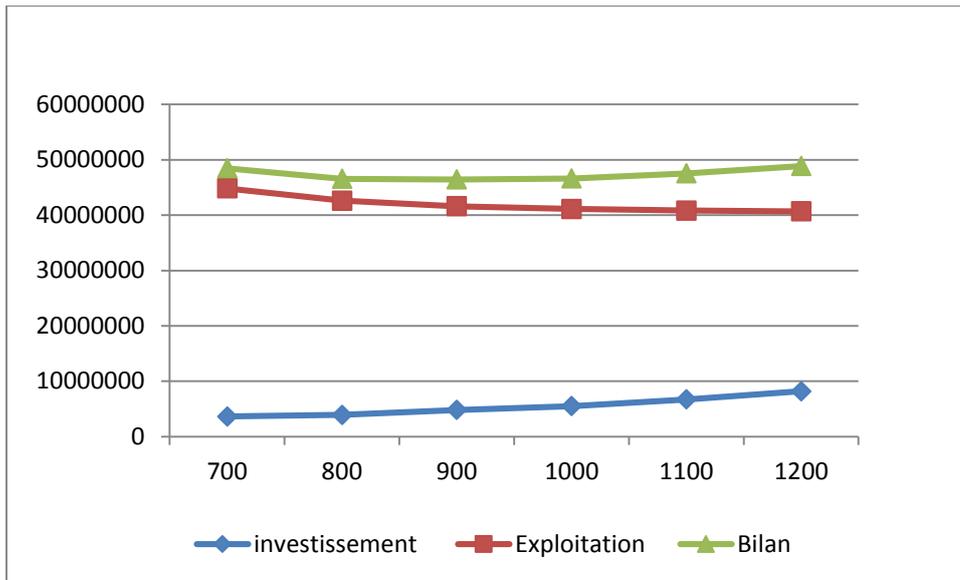


Figure VI.2 : Bilan de frais d'investissement et d'exploitation

Le diamètre économique est de **900 mm** avec une vitesse de **1.95 m/s**

Tableau VI.8 : les caractéristiques de la conduite de refoulement

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Débit (m ³ /s)	HMT(m)	Hg (m)
900	1.95	1.24	85.34	82.8

VI .9) Dimensionnement de la station de pompage

VI .9.1) Données générales

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique de conduite de refoulement, nous avons :

Tableau VI .9: des données générales

le débit d'équipement	➤ $Q_{eq} = 1.24 \text{ m}^3/\text{s} = 4464 \text{ m}^3/\text{h}$
la hauteur manométrique totale	➤ $HMT = 85.34 \text{ m}$
la hauteur manométrique	➤ $H_g = 82.8 \text{ m}$
la conduite de refoulement	➤ $D = 900\text{mm}, L = 1156\text{m}$

VI .9.2) Les critères de choix de nombre et de type des pompes

- La pompe doit satisfaire le débit et la hauteur manométrique totale
- Assure le meilleur rendement
- La puissance absorbé la plus faible
- Nombre d'étage minimum
- Vitesse de rotation la plus élevé
- (NPSH)r le plus faible

On fait le choix de type et de nombre de pompe à l'aide de logiciel **KSB Pump Selection**

Tableau VI .10: Caractéristiques des pompes disponibles d'après logiciel Ksb

	gamme	Taille	 Sélection	Rendement	Puissance absorbée	Vitesse de rotation	Section de passage	NPSH requis	Puissance max. courbe	Rapport Q / Qopt	Diamètre effectif	Diamètre de roue non réduit	Débit massique	Débit	Hauteur de refoulement	Pression de refoulement
1	Omega	300-560 A	<input checked="" type="checkbox"/>	85,23 %	405,69 kW	1488 rpm	35 mm	4,94 m	506,03 kW	89,84 %	507 mm	553,0 mm	412,47 kg/s	1487,87 m³/h	85,34 m	8,35 bar.r
2	Omega	300-560 B	<input type="checkbox"/>	84,46 %	408,83 kW	1488 rpm	23 mm	4,02 m	468,71 kW	98,66 %	548 mm	553,0 mm	412,55 kg/s	1488,14 m³/h	85,34 m	8,35 bar.r
3	RDLO	350-575 B	<input type="checkbox"/>	83,38 %	412,77 kW	1488 rpm	n.a.	5,09 m	487,31 kW	77,13 %	531 mm	575,0 mm	412,60 kg/s	1488,34 m³/h	85,34 m	8,35 bar.r
4	Omega	350-510 C	<input type="checkbox"/>	81,87 %	422,13 kW	1488 rpm	35 mm	5,52 m	569,76 kW	65,90 %	507 mm	518,0 mm	412,92 kg/s	1489,51 m³/h	85,35 m	8,35 bar.r

Débit massique	Débit	Hauteur de refoulement	Pression de refoulement	Débit min. admissible	Débit massique min. admissible	Niveau de bruit	Hauteur à débit nul	Débit de by-pass	Pression à débit nul	Courbe	Coefficient d'usinage	Norme d'usinage	Adaptation par	Critère de sélection	nombre d'étages
412,47 kg/s	1487,87 m³/h	85,34 m	8,35 bar.r	505,64 m³/h	140,17 kg/s	0 dBa	101,40 m	0,00 m³/h	9,92 bar.r	K42799	0,916	-	Diamètre, vitesse constante	Courbe caractéristique interpolée	1
412,55 kg/s	1488,14 m³/h	85,34 m	8,35 bar.r	453,42 m³/h	125,70 kg/s	0 dBa	112,24 m	0,00 m³/h	10,98 bar.r	K42833	0,99	-	Diamètre, vitesse constante	Courbe caractéristique interpolée	1
412,60 kg/s	1488,34 m³/h	85,34 m	8,35 bar.r	853,31 m³/h	236,56 kg/s	0 dBa	96,61 m	0,00 m³/h	9,46 bar.r	K1387.02	0,924	-	Diamètre, vitesse constante	Courbe caractéristique interpolée	1
412,92 kg/s	1489,51 m³/h	85,35 m	8,35 bar.r	1124,03 m³/h	311,60 kg/s	0 dBa	95,82 m	0,00 m³/h	9,38 bar.r	K42842	0,978	-	Diamètre, vitesse constante	Courbe caractéristique interpolée	1

D'après le tableau on opte le choix de **n= 3pompe**

- **Pompe de secours**

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

- Pour $n < 4$ → 1 seule pompe de secours
- Pour $4 \leq n \leq 6$ → 2 pompes de secours
- Pour $n > 6$ → 3 pompes de secours

Dans notre cas le nombre de pompe de secours est 1

Alors : on a : 3 pompes + une pompe de secours

Tableau VI.11: les caractéristiques de la pompe choisi

Pompe : Omega 300-560A								
Nombre de pompe	Vitesse de rotation (tr/min)	Débit massique (kg/s)	Débit (m ³ /h)	Hauteur de refoulement (m)	Pression de refoulement (bar)	Rendement %	(NPSH) requis(m)	Puissance maximum (kw)
3	1488	412.55	1488.14	85.34	8.35	84.5	4.94	408.83

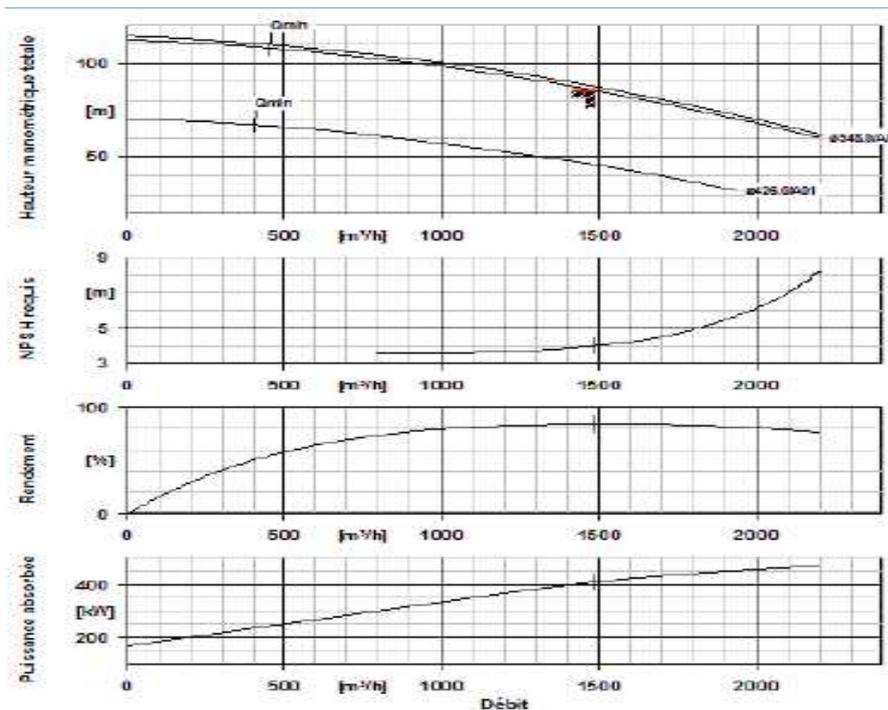


Figure VI.3: Courbe caractéristique de la pompe.

VI.9.3) Vérification du risque de la cavitation

Pour éviter le phénomène de cavitation il faut : $(NPSH)_d$ est plus élevé que $(NPSH)_r$, telle que :

- **(NPSH) r** : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur
- **(NPSH) d** : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

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

- **r** : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5) m$. On prend : **r = 0,5m**.

On détermine la hauteur admissible d'aspiration :

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

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

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 15 m \Rightarrow \sum h_{p_{asp}}^{lin} = \frac{15 * 4}{1000} = 0.06m$

$$\sum h_p^{sing} = 1.15 * \sum h_p^{lin} \Rightarrow \sum h_p^{sing} = 1.15 * 0.06 = 0.069m$$

Tableau VI.12: Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H(m)	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\rho}$ (m)	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Dans notre cas la cote de station de pompage = 906.2 m donc $\frac{P_{atm}}{\rho} = 9.15m$

Tableau VI.13 : Pression de vapeur en fonction de la température.

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

Pour $T = 25\text{ °C} \Rightarrow \frac{P_v}{\rho} = 0.335 m$

On a 3 pompe et 1 seul pompe de secours donc **Q = 0.413m³/s**

$$V_a = \frac{4.Q}{\pi.Da^2} = \frac{4 * 0.413}{3,14 * 0.25^2} = 8.4 m / s$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = 9.15 - 0,335 - 0,069 - 0.102 - 4.94 - 0.5 = 2.4m$$

$$\Rightarrow (NPSH)_d = 9.15 - 0.335 - 0.069 - 0.102 - 2.4 = 6.24m$$

Alor : (NPSH)d = 6.24 > (NPSH)r+0.5=5.44 pas de risque de cavitation

VI.9.4) Choix du moteur électrique

➤ Vitesse de Rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

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

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

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn), $N_{\text{mot}} = 1488 \text{ tr/min}$.

➤ Puissance fournie par le moteur

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

$$P_m = \frac{\varpi \cdot Q_{\text{max}} \cdot HMT \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m}$$

P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : Poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$

Q_{app} : débit refoulé par une pompe = $0.413 \text{ m}^3/\text{s}$

HMT : hauteur manométrique totale = 85.34 m

η_p : rendement de la pompe 84.5%

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{\text{acc}} = 1$

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92-95) \%$,

On prend : $\eta_m = 92 \%$.

K : coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe

Tableau VI.14: Coefficient de correction en fonction de la puissance du moteur.

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

Pour : $P = 408.83 \text{ Kw} \rightarrow K = 1.05$

Donc la puissance de moteur est : **467 Kw**

VI.9.5) Bâtiment de la station de pompage

Le type de construction de la station de pompage est déterminé prenant en considération plusieurs paramètres :

- Mode de raccordement du bâtiment à la prise d'eau.
- Variation de plan d'eau d'aspiration.
- Type de matériaux de construction du bâtiment et sa disponibilité.
- Conditions géologiques et hydrologiques.
- Type des moteurs et pompes utilisés.

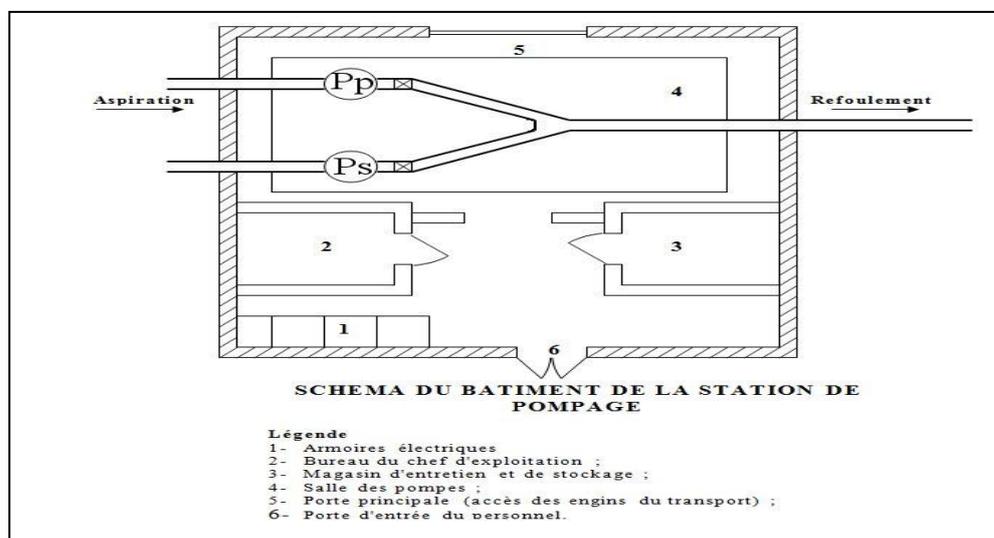


Figure VI.4 : Schéma de bâtiment de la station de pompage

VI.9.6) Types des bâtiments des stations de pompage

Les bâtiments des stations de pompes se différencient l'un à l'autre par les paramètres que nous avons mentionnés dans le paragraphe précédent. Et parmi ces types des bâtiments on peut citer les suivants :

- Bâtiment type surface.
- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe noyée
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe dénoyée
- Bâtiment type bache sèche.

Notre choix se fait selon ce tableau suivant :

Tableau VI.15 : Choix de type de Bâtiment

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

Le débit refoulé pour chaque pompe $Q = 0.41 \text{ m}^3/\text{s}$ et $h_{adm} = 2.4 \text{ m}$

Dans notre cas le bâtiment est de type : **surface**

VI .9.7) Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage

VI .9.7.1) Les hauteurs recommandées pour les bâtiments

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plate forme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques).

- Il est recommandé de prendre la hauteur de station de pompage normalisée :
 → **H_b : 3 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5m ; 6 m**
- Si la hauteur est importante >6m on prévoit des ponts coulants dont les hauteurs sont :
 → **8.4 m ; 9.6m ; 10.8m;12.6m ; 14m ; 18m**

VI .9.7.2) Longueurs recommandés pour les bâtiments

Longueurs recommandées pour les bâtiments sont de **6m, 9m, 14m, 21m, 24m**

Remarque

- La hauteur du bâtiment doit être supérieure à **4,8m**.
- Distance entre les armoires de commande.

- Dimensions des portes **3×3 ; 3,6×3,6 ; 4×3 ; 4,2×4 ; 4,8×5,4.**
- La surface des fenêtres est prise entre **10 et 15 %** de la surface de la salle des machines.

➤ **Hauteur de bâtiment**

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

Avec :

- h_5 : Distance verticale $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$
- h_p :Hauteur de la pompe =**1m**
- h_{socle} :Hauteur de socle, $h_{\text{socle}} = (0.3 - 0.5)\text{m}$. on rend $h_{\text{socle}} = \mathbf{0.5 m}$
- h_{reserve} : Hauteur de réserve = **0.5m**

Donc : $\rightarrow h_5 = 2 \text{ m}$

- h_6 : Hauteur réserve à l'homme $h_6 = \mathbf{2.2 m}$
- h_7 : Hauteur de chariot $h_7 = \mathbf{1m}$
- h_8 : Hauteur de profilée $h_8 = \mathbf{0.8m}$
- h_9 : Hauteur de sécurité $h_9 = \mathbf{0.5m}$

Donc : $\rightarrow H_b = 6.5 \text{ m}$

On prend comme une hauteur de bâtiment normalisée

$$\rightarrow H_b = 6 \text{ m}$$

➤ **Longueur du bâtiment**

$$L_b = (n_p * L) + L_{\text{int}}(n - 2) + L_{\text{pf}} + L_{\text{pm}}$$

Avec :

n_p : nombre de pompes en parallèle ($n = 3 + 1$ de secours)

L : Largeur de la pompe et celle de moteur = **1.8 m**

L_{int} : Distance entre 2 deux pompes voisines = **1m**

L_{pf} : Longueur de la plate-forme de montage = **2.5 m**

L_{pm} : Distance entre mur et premier organe de la pompe où ; $L_{\text{pm}} = 2 * 0.5 = \mathbf{1m}$

La longueur du bâtiment est donc **12.7 m** donc on prend la longueur normalisée :

$$\rightarrow L_b = 14\text{m}$$

➤ **Largeur du bâtiment**

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2S$$

Avec :

l_1 : Distance entre le mur et le premier organe = **0.5m**.

l_2 : Distance entre les tubulures = (0.15-0,2) m = 0,2m.

l_3 : Longueur des accessoires a l'aspiration.

l_4 : Longueur des accessoires au refoulement.

S : épaisseur des murs : **20cm =0.2 m**

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{ta} + l_c + l_{div} + l_j$$

l_p : Longueur de la pompe =.2m

l_{tr} : Longueur de tubulure de refoulement = 1m.

l_{ta} : Longueur de tubulure d'aspiration = 0.4m.

l_c : Longueur de convergent = 0.4m.

l_{div} : Longueur de divergent = 1.2m.

l_j : Longueur des joints = 0.5m.

Donc :

$$l_b = 6.6m$$

Tableau VI-16 : Dimensions du bâtiment de la station de pompage

Hauteur de Bâtiment(m)	Longueur de Bâtiment(m)	Largeur (m)
6	14	6.6

➤ **Dimensionnement des portes :**

On prend (4.2 * 4) m².

➤ **Détermination de nombre de fenêtre à prévoir :**

La surface totale des fenêtres sera égale (10 ÷ 15)% de la salle des machines.

$$N = \sum Sf / Sf.$$

Avec :

➤ $\sum Sf$: Surface totale des fenêtres = **13.86 m²**.

➤ Sf : Surface d'une seule fenêtre. **$Sf = (1.2*2.2) = 2.64 m^2$** .

$N = 5.25$ donc en prends **N = 6 fenêtre**

➤ **Bureau de chef d'exploitation**

La hauteur de bureau est : **H=3m**

Les dimensions : $(7*6)= 42 \text{ m}^2$

Les résultats du calcul est sonne le tableau suivant :

Tableau VI.17: les résultats de calcul

Hauteur de Bâtiment	6m
Langueur de Bâtiment	14m
Largeur de Bâtiment	6.6m
Dimension de porte	4.2*4m
Nombre de fenêtre	6
Dimension de bureau de chef d'exploitation	H= 3m ; S= 42 m ²

VI.10) Dimensionnement du réservoir de distribution

VI.10.1) Réservoir de distribution

C'est un bassin d'accumulation alimenté par la station de pompage, il a pour rôle de stocker l'eau et de distribuer gravitaire aux différentes parcelles du périmètre.

Le site de réservoir est choisit d'une façon assurer les pressions aux bornes suffisantes pour utiliser l'irrigation par aspersion et goutte à goutte.

VI.10.2) Forme de réservoir

On a choisit une forme circulaire car cette forme généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à **10000 m³**.

La hauteur d'eau utile est entre **3 et 6 m**

VI.10.3) Dimensionnement du réservoir

Le dimensionnement du réservoir de distribution fait par la méthode de bilan d'eau

Le temps de pompage est **22 h /jour**

Le débit entrant le réservoir est **1.24 m³/s = 107136 m³**

Tableau VI.18 : le bilan de distributions et l'apport journalier d'eau

Heure(h)	Apport(%)	distribution (%)	Stockage (%)	Déstockage (%)	Volume (%)
1	4.55	4.17	0.38	-	3.79
2	4.55	4.17	0.38	-	3.41
3	4.55	4.17	0.38	-	3.03
4	4.55	4.17	0.38	-	2.65
5	4.55	4.17	0.38	-	2.27
6	4.55	4.17	0.38	-	1.85
7	4.55	4.17	0.38	-	1.47
8	4.55	4.17	0.38	-	1.09
9	4.55	4.17	0.38	-	0.71
10	4.55	4.17	0.38	-	0.38
11	4.55	4.17	0.38	-	0
12	-	4.17	-	4.17	4.17
13	4.55	4.17	0.38	-	3.79

14	4.55	4.17	0.38	-	3.41
15	4.55	4.17	0.38	-	3.03
16	4.55	4.17	0.38	-	2.65
17	4.55	4.17	0.38	-	2.27
18	4.55	4.17	0.38	-	1.85
19	4.55	4.17	0.38	-	1.47
20	4.55	4.17	0.38	-	1.09
21	4.55	4.17	0.38	-	0.71
22	4.55	4.17	0.38	-	0.38
23	4.55	4.17	0.38	-	0
24	-	4.17	0.38	4.17	4.17

➤ **Volume du réservoir :**

$$V = \frac{4.17 \times 107136}{100} = 4468 \text{ m}^3$$

On prend $V = 4500 \text{ m}^3$

➤ **La hauteur de réservoir :** $H = 6 \text{ m}$

➤ **Section de réservoir :** $V = S.H \rightarrow S = \frac{V}{H} = 750 \text{ m}^2$

➤ **Diamètre de réservoir :** $D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} = 31 \text{ m}$

Les résultats des calculs sont présents sur le tableau suivant:

Tableau VI.19 : les caractéristiques de réservoir de distribution

Côte du radier du réservoir (m)	985
Côte trop plein du réservoir (m)	991
Le volume (m3)	4500
La section (m²)	750
La hauteur (m)	6
Diamètre(m)	31

VI .11) Réseau de distribution

Après les calculé des débits de chaque ilot, et déterminé les critères hydrauliques de la conduite gravitaire et de refoulement ainsi la station de pompage et le réservoir de distribution nous avons dimensionné un réseau de distribution de type ramifié pour livrée l'eau sous pression à la différente exploitation agricole.

Et pour tracer un réseau de distribution il faut respecter les limites des ilots et prend en considération les règles hydrauliques et économiques de gestion.

Le dimensionnement d'un réseau de distribution basé sur les données suivantes :

- Le tracé de réseau et la longueur de chaque tronçon
- Débit transiter pour chaque tançons
- La vitesse dans les conduites
- Les cotes piézométriques

VI .11.1) Ilots d'irrigation

Le terme « îlot d'irrigation » décrit l'unité hydro-agricole alimentée par une borne d'irrigation. Cette borne comporte une ou plusieurs sorties (prises) dépend le nombre d'arrosage.

VI .11.2) Borne d'irrigation

Une borne d'irrigation est un organe hydraulique composants du réseau d'irrigation qui servant à distribuer l'eau selon une quantité et une précision déterminées.

VI .11.3) Rôle et fonction de la borne d'irrigation

- Régler le débit
- Compter les volumes distribués par la prise
- Régler la pression
- Assurer le comptage de l'eau livrée
- Encaisser les suppressions accidentelles

VI .11.4) Choix de type de borne

Le choix de la borne dépend de la surface tel, que :

- Pour les ilots de surface < **15 ha** → borne à 2 prises (borne de type **A2**)
- Pour les ilots de la surface > **15 ha** → borne à 4 prises (bornes de type **A4**)

VI .11.5) Calcul du débit aux bornes :

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

$$Q_b = q_s \cdot S$$

Q_b = Débit de chaque ilot (l/s)

q_s = Débit spécifique (l/s/ha)

S =Superficie de l'ilot (ha)

VI .11.6) Choix de diamètre de la borne

Les diamètres des bornes en fonction des débits sont détaillés comme suit :

Tableau VI.20: choix du diamètre de la borne

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

Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.21 : Débit au niveau des bornes et des prises

N°des bornes	N° des ilots	S(ha)	qs(l/s)	Q ilots (l/s)	Q borne(l/s)		Type des bornes
B1	1B-5	20,06	1,2	24,072	24,072	150	A4
B2	1B-6	19,95	1,2	23,94	23,94	150	A4
B3	1B-3	19,12	1,2	22,944	22,944	150	A4
B4	1B-4	24,95	1,2	29,94	29,94	150	A4
B5	1B-2	20,79	1,2	24,948	24,948	150	A4
B6	1B-1	18,23	1,2	21,876	21,876	100	A4
B7	18	6,73	1,2	8,076	8,076	65	A2
B8	12	3,43	1,2	4,116	4,116	65	A2

B9	7-01	10,11	1,2	12,132	12,132	100	A2
B10	14A-1	10,54	1,2	12,648	12,648	100	A2
B11	16C	7,36	1,2	8,832	8,832	65	A2
B12	7F-1	15,71	1,2	18,852	18,852	100	A4
B13	7E-02	12,83	1,2	15,396	23,328	150	A4
	7H	6,61	1,2	7,932			
B14		0,65	1,2	0,78	0,78	65	A2
B15	16A	19,32	1,2	23,184	23,184	150	A4
B16	11*-1	9,3	1,2	11,16	29,46	150	A4
	11*-2	15,25	1,2	18,3			
B17	7F-2	9,98	1,2	11,976	11,976	100	A2
B18	7A	31,89	1,2	38,268	38,268	150	A4
B19	1B-7	13,24	1,2	15,888	15,888	100	A2
B20	1B-8	15,86	1,2	19,032	19,032	100	A4
B21	8*-5	19,43	1,2	23,316	23,316	150	A4
B22	8*-6	16,94	1,2	20,328	20,328	100	A4
B23	10B	18,77	1,2	22,524	47,508	150	A4
	9C	20,82	1,2	24,984			
B24	16B	5,51	1,2	6,612	9,3	65	A2
	10C-2	2,24	1,2	2,688			
B25	17	10,14	1,2	12,168	12,168	100	A2
B26	10C-1	14,67	1,2	17,604	34,596	150	A2
	13*-2	14,16	1,2	16,992			
B27	13*-2	3,16	1,2	3,792	3,792	65	A2
B28	24A-2	13,03	1,2	15,636	15,636	100	A2
B29	24A-1	19,36	1,2	23,232	29,424	150	A4
	7D	5,16	1,2	6,192			
B30	19	12,56	1,2	15,072	23,016	150	A4
	20	6,62	1,2	7,944			
B31	10A-1	16,93	1,2	20,316	20,316	100	A4
B32	10A-2	15,24	1,2	18,288	18,288	100	A4
B33	25A-1	16,37	1,2	19,644	38,376	150	A4
	25A-2	15,61	1,2	18,732			
B34	34-1	6,58	1,2	7,896	7,896	65	A2
B35	26A-1	13,53	1,2	16,236	24,684	150	A4
	9A-1	3,68	1,2	4,416			
	35	3,36	1,2	4,032			
B36	A-2	21,56	1,2	25,872	25,872	150	A4
B37	9A-2	17,41	1,2	20,892	33,336	150	A4
	26B	10,37	1,2	12,444			
B38	27	1,81	1,2	2,172	9,576	65	A2
	34-2	6,17	1,2	7,404			
B39	28	4,89	1,2	5,868	7,404	65	A2
	29	1,28	1,2	1,536			
B40	10A-3	21,8	1,2	26,16	26,16	150	A4

B41	10A-4	14,05	1,2	16,86	16,86	100	A2
B42	7B	3,99	1,2	4,788	26,16	150	A4
	24B-1	17,81	1,2	21,372			
B43	14A-2	7,78	1,2	9,336	9,336	65	A2
B44	24B-2	26,74	1,2	32,088	51,768	150	A4
	9A-4	16,4	1,2	19,68			
B45	9A-3	24,04	1,2	28,84	28,84	150	A4
B46	9A-5	13,35	1,2	16,02	16,02	100	A2
B47	14A-3	14,19	1,2	17,028	17,028	100	A2
B48	7I	2,79	1,2	3,348	20,628	100	A4
	14B	3,65	1,2	4,38			
	7C-1	10,75	1,2	12,9			
B49	15	7,99	1,2	9,588	19,74	100	A4
	7C-2	8,46	1,2	10,152			
B50	8--1	18,32	1,2	21,984	21,984	150	A4
B51	9A-6	18,52	1,2	22,224	22,224	150	A4
B52	8-2	21,96	1,2	26,352	26,352	150	4A
B53	9A-7	14,28	1,2	17,136	17,136	100	A4
B54	8-3	13,1	1,2	15,72	15,72	100	A2
B55	8-4	20,57	1,2	24,684	24,684	150	A4

Le périmètre Dahmouni rive droite secteur nord exige pour 55 bornes permettre l'alimentation de l'ensemble des 73 ilots sur une surface de 960 ha.

VI .11.6) Caractéristiques des conduites du réseau de distribution gravitaire

VI .11.6.1) Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilisés dépend les différents critères :

- le type de sol,
- la pression supportée
- le cout et disponibilité sur le marché
- la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (coudes, vanne, joints ...)

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

→ Donc le réseau est mixte entre le **fonte** et **PEHD**

VI .11.6.2) Vitesses admissibles

On à fixer le seuil de vitesse admissible dans les conduites pour éviter le risque de l'érosion si la vitesse est importante et le risque de dépôt solide c'est le contraire

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

VI .11.6.3) Calcul des diamètres

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

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

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

Avec :

- **Q** : débit exprimé en m³/s.
- **D**: diamètre exprimé en mm.
- **V** : vitesse qui donne le diamètre économique est de 1.2 m/s.

VI .11.6.4) Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge unitaires, ont été définies par la formule de **LECHAPT** et **CALMON**,

qui est donnée par la formule suivante :

$$h_{pu} = \frac{L \times Q^m}{D^n} \times C$$

- **h_{pu}**: Pertes de charge unitaire en mm/ml
- **Q**: Débit en m³/s
- **D** : Diamètre de la conduite considérée
- **L, m** et **n** : Paramètres en fonction de la rugosité absolue (Ks) des canalisations
- **C** : coefficient compris u
-
- ne majoration de 10 % pour les pertes de charge singulière

Tableau VI.22 : Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon

K (mm)	L	M	N
0,1	1,15	1,89	5,01
0,5	1,4	1,96	5,19
1	1,6	1,975	5,25

Pour une rugosité équivalente $K=0.1$ mm, on a choisit : $L=1.15$ $M=1.89$ $N=5.01$

Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.23 : Calculs hydrauliques du réseau de distribution

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Surface	débit Q(l/s)	débit Q(M3/S)	Diamètre calculé	Dian_Normalisé	Vitesse V réelle(m/s)	Pdc linéaire ΔHt (m)	Pdc total ΔHt (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)
Res-N1	464	0.464	960	1152	1.152	1105.8616	1100	1.21282308	0.43249755	0.47574731	944	990,23	46,52
N1-N2	609,22	0,60922	40,01	48,012	0,048012	225,761274	315	0,61639489	0,7356771	0,80924481	940,00	989,72	49,72
N2-B1	235,36	0,23536	20,06	24,072	0,024072	159,856624	200	0,7666242	0,75046117	0,82550729	939,15	988,89	49,74
N2-B2	657,27	0,65727	19,95	23,94	0,02394	159,41773	200	0,76242038	2,07408241	2,28149065	938,45	986,61	48.16
N1-N3	639,57	0,63957	919,99	1103,988	1,103988	1082,57184	1100	1,16227615	0,55006144	0,60506758	939,89	986.00	46.11
N3-B3	204,8	0,2048	44,07	52,884	0,052884	236,939079	250	1,07789045	0,94499883	1,03949871	939,48	984,96	45,48
B3-B4	416,5	0,4165	24,95	29,94	0,02994	178,279106	250	0,61024204	0,65576661	0,72134327	938,63	984.24	45,61
N3-N4	463,68	0,46368	875,92	1051,104	1,051104	1056,3246	1100	1,10659999	0,36345379	0,39979917	939,46	983,84	44,38
N4-B5	242,5	0,2425	20,79	24,948	0,024948	162,73929	200	0,79452229	0,82726918	0,9099961	940,23	982,93	42,70
N4-B6	336,8	0,3368	855,13	1026,156	1,026156	1043,71336	1100	1,08033479	0,25228177	0,27750995	937,15	982,65	45,50
B6-B7	169,01	0,16901	836,9	1004,28	1,00428	1032,52828	1000	1,27933758	0,19593672	0,2155304	935,65	982,44	46,79
B7-N5	299,05	0,29905	260,07	312,084	0,312084	575,586104	700	0,81134538	0,22733882	0,25007271	932,03	982.19	50.16
N5-B8	131,79	0,13179	253,34	304,008	0,304008	568,089883	700	0,79034967	0,09534365	0,10487802	932,55	982.08	49,53
B8-B9	329,74	0,32974	28,01	33,612	0,033612	188,89555	250	0,68508535	0,64604737	0,7106521	931,09	981,37	50.28
B9-B10	218,93	0,21893	10,54	12,648	0,012648	115,873861	160	0,62937898	0,63267885	0,69594673	931,40	980,68	49.28
B9-B11	176,57	0,17657	7,36	8,832	0,008832	96,828695	125	0,72006115	0,8915531	0,98070841	929,95	979,70	49,75
B8-B12	283,14	0,28314	221,9	266,28	0,26628	531,672041	600	0,94225053	0,3451844	0,37970284	932,75	979,32	46,57
B12-B13	433,55	0,43355	20,09	24,108	0,024108	159,976113	200	0,7677707	1,38631329	1,52494462	933,62	977,79	44.17

Tableau VI.23: Calculs hydrauliques du réseau de distribution

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Surface	débit Q(l/s)	débit Q(M3/S)	Diamètre calculé	DN	Vitesse V réelle(m/s)	Pdc linéaire ΔHt (m)	Pdc total ΔHt (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)
B13-B14	240,02	0,24002	0,65	0,78	0,00078	28,7754318	50	0,49745223	1,21664633	1,33831096	932,03	976,45	44,17
B12-B15	215,61	0,21561	201,81	242,172	0,242172	507,033335	600	0,85694268	0,21969653	0,24166618	937,85	976,21	38,36
B15-B16	423,97	0,42397	182,49	218,988	0,218988	482,152816	500	1,11586242	0,89040511	0,97944562	933,21	975,23	42.0229366
B16-B17	547,29	0,54729	9,98	11,976	0,011976	112,753607	125	0,97638726	4,91366412	5,40503053	935,87	969,83	33,957906
B16-N6	146,51	0,14651	147,96	177,552	0,177552	434,147528	500	0,90472357	0,20699064	0,22768971	933,96	969,60	35,6402163
N6-N7	173,09	0,17309	111,59	133,908	0,133908	377,031652	400	1,0661465	0,43884746	0,48273221	934,10	969,12	35,0174841
N7-B18	277,52	0,27752	31,89	38,268	0,038268	201,554469	250	0,77998471	0,69481995	0,76430195	934,87	968,35	33,4831822
N7-N8	502,74	0,50274	79,7	95,64	0,09564	318,635626	400	0,76146497	0,6747292	0,74220212	934,62	967,61	32,9909801
N8-B19	187,82	0,18782	79,7	95,64	0,09564	318,635626	400	0,76146497	0,25207391	0,2772813	935,30	967,33	32,0336988
B19-B20	272,78	0,27278	66,46	79,752	0,079752	290,968075	315	1,02388415	0,85953998	0,94549398	936,10	966,39	30,2882048
N6-N9	522,27	0,52227	36,37	43,644	0,043644	215,246859	250	0,88955924	1,67637382	1,84401121	934,21	964,54	30,3341936
N9-B21	191,24	0,19124	19,43	23,316	0,023316	157,326388	200	0,74254777	0,57409326	0,63150258	934,21	963,91	29,702691
N9-B22	513,51	0,51351	16,94	20,328	0,020328	146,900027	200	0,64738854	1,18955728	1,30851301	933,19	962,46	29,414178
B7-N10	202,7	0,2027	611,45	733,74	0,73374	882,562858	1000	0,93470064	0,12984533	0,14282986	933,80	962,46	28,6613481
N10-B23	300,32	0,30032	39,59	47,508	0,047508	224,573197	250	0,96831592	1,13159705	1,24475675	931,85	961,22	29,3665941
N10-B24	139,35	0,13935	560,92	673,104	0,673104	845,309275	1000	0,85745732	0,07583682	0,0834205	934,20	961,13	26,9331709
B24-N11	194,35	0,19435	553,17	663,804	0,663804	839,449319	1000	0,84561019	0,10302384	0,11332622	934,47	961,02	26,5498446
N11-B25	10,11	0,01011	10,14	12,168	0,012168	113,653849	125	0,99204076	0,0935393	0,10289323	931,53	960,92	29,3869514
N11-B26	180,29	0,18029	540,79	648,948	0,648948	830,002686	900	1,0205992	0,15523556	0,17075912	930,70	960,75	30,0461923
B27-N12	416,2	0,4162	211,52	253,824	0,253824	519,087882	600	0,8981741	0,46347779	0,50982557	927,5	960,27	32,7363667

Tableau VI. 23: Calculs hydrauliques du réseau de distribution

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Surface	débit Q(l/s)	débit Q(M3/S)	Diamètre calculé	Dnrml	Vitesse V réelle(m /s)	Pdc linéaire ΔHt (m)	Pdc total ΔHt (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)
N12-B28	203,33	0,20333	13,03	15,636	0,015636	128,836044	160	0,77806529	0,87731527	0,9650468	928,2	959,27	31.0713199
N12-N13	689,47	0,68947	198,49	238,188	0,238188	502,845407	600	0,84284501	0,68085404	0,74893944	929,8	958,52	28,72
N13-B29	393,32	0,39332	43,7	52,44	0,05244	235,942344	315	0,67324311	0,56113902	0,61725292	931,4	957,91	26,5051276
B29-B30	336,02	0,33602	19,18	23,016	0,023016	156,310975	200	0,73299363	0,98432633	1,08275897	928,1	956,82	28,7223686
N13-N14	64,9	0,0649	154,79	185,748	0,185748	444,054854	500	0,94648662	0,09985492	0,10984041	929,4	956,71	27,3125282
N14-B31	212,75	0,21275	32,17	38,604	0,038604	202,437377	250	0,78683312	0,54153063	0,59568369	929,9	956,12	26.2168445
B31-B32	215,75	0,21575	15,24	18,288	0,018288	139,334176	160	0,91003185	1,2517041	1,37687451	928,7	954,74	26.03997
N14-B33	221,78	0,22178	122,62	147,144	0,147144	395,226292	450	0,92565228	0,37244227	0,40968649	928,90	954,33	25,4302835
B33-B34	515,79	0,51579	90,64	108,768	0,108768	339,801366	400	0,86598726	0,88274926	0,97102419	923,40	953,36	29,9592593
B34-B35	6,05	0,00605	84,06	100,872	0,100872	327,235088	400	0,80312102	0,00897964	0,00987761	930,56	953,35	22,7893817
B35-118	482,97	0,48297	35,09	42,108	0,042108	211,425251	250	0,85825223	1,44873073	1,59360381	928,40	951,76	23,3557779
B35-N0	293,73	0,29373	48,97	58,764	0,058764	249,76422	315	0,75443284	0,51967368	0,57164105	933,09	951,18	18.0941368
N15-B38	272,72	0,27272	14,15	16,98	0,01698	134,258995	160	0,84494427	1,37516858	1,51268544	937,40	949,67	12.2714514
B38-B39	427	0,427	6,17	7,404	0,007404	88,6559226	125	0,60363822	1,54489179	1,69938097	934,76	947,97	13.2120704
N15-B37	311,25	0,31125	27,78	33,336	0,033336	188,118407	250	0,67945987	0,6003911	0,66043021	938,30	947,31	9.01164022
B26-B27	219,96	0,21996	511,96	614,352	0,614352	807,575596	900	0,96619014	0,17076357	0,18783993	930,75	947,12	16,3738003
B27-N16	197	0,197	300,44	360,528	0,360528	618,64862	700	0,93728844	0,19671505	0,21638656	931,06	946,91	15,8474137
N16-B40	119,79	0,11979	21,8	26,16	0,02616	166,645434	200	0,83312102	0,44698552	0,49168407	927,70	946,42	18,7157297
N16-B41	374,07	0,37407	278,64	334,368	0,334368	595,781347	700	0,86927856	0,32396212	0,35635834	931,12	946,06	14,9393713
B41-B42	204,08	0,20408	264,59	317,508	0,317508	580,566383	700	0,82544651	0,16027782	0,17630561	930,85	945,88	15.0330657
B42-N17	205	0,205	242,79	291,348	0,291348	556,135437	600	1,03095541	0,29624614	0,32587075	929,95	945,26	15,3086047
N17-B43	348,7	0,3487	7,78	9,336	0,009336	99,5531417	160	0,46457006	0,56769186	0,62446105	930,65	944,63	13,9841436

Tableau VI.23: Calculs hydrauliques du réseau de distribution

	L(m)	L(km)	Surface	débit Q(l/s)	débit Q(M3/S)	Diamètre calculé	Dnorml	Vitesse V reelle(m /s)	Pdc linéaire ΔHt (m)	Pdc total ΔHt (m)	Cote terrain aval Z (m)	CP(m)	P(bar)
N17-B44	665,75	0,66575	67,18	80,616	0,080616	292,539942	400	0,64184713	0,64688132	0,71156946	929,9	943,92	14.0225742
B44-B45	431,48	0,43148	24,04	28,848	0,028848	174,997725	250	0,58798471	0,63328289	0,69661118	933,09	943,23	10.135963
N17-B46	130,21	0,13021	167,962	201,5544	0,2015544	462,562786	500	1,02702879	0,23377813	0,25715594	929,89	942,97	13.0788807
B46-N18	155,47	0,15547	140,422	168,5064	0,1685064	422,943884	500	0,85863134	0,19898013	0,21887814	930,33	942,75	12,4199289
N18-N19	96,85	0,09685	47,83	57,396	0,057396	246,8399	250	1,16985478	0,52168013	0,57384814	931,19	942,18	10,9860808
N19-B47	132,9	0,1329	14,19	17,028	0,017028	134,448626	160	0,8473328	0,67372241	0,74109465	930,56	941,43	10,8749861
N19-B48	535,84	0,53584	33,64	40,368	0,040368	207,010877	315	0,51825854	0,46623778	0,51286156	932,66	940,92	8.26212454
B48-B49	126,31	0,12631	16,45	19,74	0,01974	144,759849	160	0,98228503	0,84664349	0,93130784	932,85	939,99	7.1408167
N18-B50	291,74	0,29174	106,75	128,1	0,1281	368,764506	400	1,01990446	0,68020703	0,74822774	930,70	939,24	8,54258897
B50-N20	107,58	0,10758	88,43	106,116	0,106116	335,633255	400	0,84487261	0,17572545	0,193298	930,27	939,05	8,77929097
N20-N21	191,66	0,19166	54,76	65,712	0,065712	264,117326	315	0,8436337	0,41883398	0,46071737	930,6	938,59	7,9885736
N21-B51	192	0,192	18,52	22,224	0,022224	153,598036	200	0,7077707	0,52642051	0,57906256	930,85	938,01	7.15951103
N21-N22	202,38	0,20238	36,24	43,488	0,043488	214,861828	250	0,88637962	0,64521465	0,70973612	930,25	937,30	7.04977492
N22-B52	172,7	0,1727	21,96	26,352	0,026352	167,255859	200	0,83923567	0,65338261	0,71872087	932,62	936,58	3,96105405
N22-B53	400,88	0,40088	14,28	17,136	0,017136	134,874322	200	0,54573248	0,6724203	0,73966233	932,92	935,84	2,92139171
N20-B54	387,9	0,3879	51,99	62,388	0,062388	257,350538	315	0,80095902	0,76846263	0,8453089	930,75	935,00	4.24608282
B54-B55	317,15	0,31715	20,57	24,684	0,024684	161,875945	250	0,50311338	0,34669572	0,38136529	931,03	934,61	3,58471753

VI .12) Les équipements de contrôle des conduites

VI .12.1) Les vannes

Elles sont nécessaires pour l'exploitation des réseaux et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'irrigation.

Il est prévu d'installer des vannes de sectionnement au départ de la branche principale et de certaines sous branches importantes.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité de fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 400 mm seront du type papillon. Elles seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive et couplées à un dispositif de démontage (joint de démontage).

Les vannes choisies sont à fermeture et ouverture progressif dans le but de diminuer les surpressions transitoires.

VI .12.2) Ventouses

Elles sont destinées à évacuer les poches d'air et sont placées aux points hauts des adductions et systématiquement entre deux vannes.

Le choix de la ventouse est fait directement en fonction du diamètre de la conduite.

Elle est portée sur le profil en long et désignée par le diamètre de l'orifice assurant l'évacuation de l'air.

La mise en place de ventouses à chaque point haut, espacées de 500 mètres au maximum, est également indispensable. Le tableau ci-après précise le choix de la ventouse en fonction du diamètre de la conduite.

Tableau VI .24: Choix de la ventouse

Diamètre de la conduite	Type de ventouse
$D < 200$ mm	D 65 mm
$225 < D < 450$ mm	D 80 mm
$500 < D < 600$ mm	D 100 mm
$700 < D < 900$ mm	D 150 mm
$D > 1000$ mm	D 200 mm

VI .12.3) Vidanges

Les vidanges sont placées en des points bas pour permettre l'évacuation gravitaire de l'eau. Pour les branches extrêmes de petit diamètre la vidange sera faite par pompage vu les faibles volumes à évacuer ou par des bornes placées à des points bas.

Le tableau ci-après précise le choix de la vidange en fonction du diamètre de la conduite.

Tableau VI .25 : Choix de la vidange

Diamètre de la conduite	Type de vidange
D < 600 mm	D 100 mm
700 < D < 1000 mm	D 150 mm

VI .12.4) Les soupapes de décharge anti béliér

Les soupapes de décharge sont moyens la plus utilisé pour protéger les conduite d'adduction et refoulement contre le coup de bélier. Leur rôle est d'éliminer localement la pression supérieure à une valeur donnée.

VI .13) Conclusion

A travers ce chapitre nous avons étudié un système d'adduction et de distribution du périmètre **Dahmouni** (Rive droite secteur nord) situé dans la wilaya de **Tiaret**.

Le périmètre de **960 ha** est découpé en **73 ilots** d'irrigation et comporte **55 bornes**

Le réseau d'adduction projeté est mixte avec un refoulement par pompage et une desserte gravitaire.

La conduite d'adduction gravitaire en **fonte** de diamètre de **700 mm** qui permet véhiculer le débit jusqu'aux bâche de reprise de **4200 m³**.

La conduite de refoulement est de type **fonte** et de diamètre **900mm** (d'après étude technico-économique) qui permet transfert l'eau vers un réservoir de stockage avec une hauteur manométrique de **85.34 m**. ainsi que nous avons dimensionné une station de pompage et déterminé le nombre et le type de pompe.

A fin de ce chapitre nous avons aussi dimensionné un réseau de distribution gravitaire avec un système de canalisation mixte en **fonte** et **PEHD** pour alimenter et assurer la pression et le débit au point le plus défavorable.

œ Chapitre VIII œ

Techniques

D'irrigation

Chapitre VII : Techniques d'irrigation**VII.1) Introduction**

L'irrigation consiste à apporter artificiellement de l'eau à des cultures pour le développement normal et l'augmentation de production. Dans ce chapitre on peut distinguer plusieurs techniques d'irrigation, et chaque technique présente en même temps des avantages et des inconvénients puis on va choisir la technique qui correspond avec les caractéristiques de notre périmètre.

VII.2) Le choix des techniques d'irrigation

Le choix des techniques d'irrigation est déterminé en fonction d'un certain facteur à savoir :

- La topographie
- La nature du sol
- La nature des cultures
- Les ressources en eau (qualité, quantité, pression)
- Les facteurs économiques, sociotechnique et la rentabilité de l'opération

VII.3) Les techniques d'irrigation

Les techniques d'irrigation sont des méthodes pour apporter de l'eau cultures et sont classifiées en irrigation de surface, irrigation par aspersion et micro irrigation.

Décider de sélectionner une technique d'irrigation ou de passer à une technique plus efficiente est compliqué. D'un point de vue de la préservation de l'eau, le choix est simple, les économies en eau augmentent lorsque l'on passe de l'irrigation de surface à l'aspersion et de l'aspersion à la micro irrigation. Cependant, le succès d'une technique d'irrigation sera très dépendant du site, de facteurs de situation ainsi que du niveau de gestion utilisé. La technique d'irrigation existante doit être évaluée très précisément avant de passer à une autre technique.

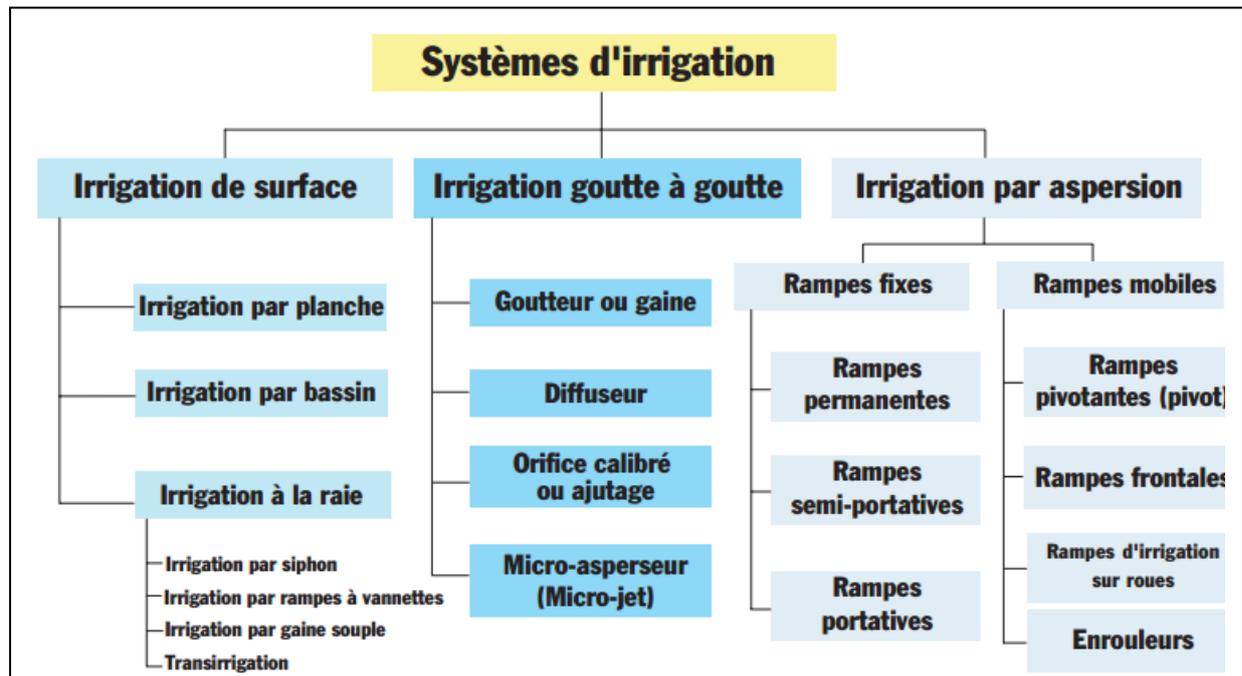


Figure VII.1 les différents systèmes d'irrigation

VII.3.1 Irrigation gravitaire de surface

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 (ruissèlement, infiltration, et capillarité)

Il y a trois types d'irrigation gravitaire :

- **Irrigation par ruissèlement (par planche ou par calant)**

Consiste à faire couler une mince couche d'eau sur un sol incliné de 0.2 à 3% qui s'infiltrera verticalement jusqu'à l'humidification de cette tranche de sol, le débit à déverser est fonction de la pente, de la largeur et de la longueur de la planche.

- **Irrigation par cuvette (ou bassin)**

Est le plus connu de l'irrigation gravitaire, l'eau est apportée sous forme d'une nappe dans un bassin (qui peut être cloisonné) aménagé sur un sol nivelé (pente de 0.1 à 1 %) c'est une technique traditionnelle de montagne qui a été adaptée aux zones irriguées.

L'irrigation est faite par le découpage de la sole en plusieurs bassins élémentaires dont les dimensions moyennes sont 40 m².

Ces bassins sont irrigués par des canaux (seguias) de distribution qui à leur tour sont alimentés par une seguia mère. L'eau est dérivée vers celle-ci en opérant une seule brèche sur l'arroseur.

• **Irrigation 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 grand (5 à 10 l/s) comparativement aux autres procédés. Dans cette méthode, une partie seulement du sol reçoit directement l'eau, le reste est humecté infiltration latérale.

Tableau VIII. 1 : avantages et inconvénients de l'irrigation gravitaire

Avantage	Inconvénient
<ul style="list-style-type: none"> • Cout d'investissement faible, relativement aux systèmes plus technique comme goutte à goutte ou l'aspersion • Besoin en énergie faible ou nul • Technique éprouvée • Insensibilité au vent • Alimentation des nappes phréatiques 	<ul style="list-style-type: none"> • Perte importantes surtout par infiltration profonde • Nécessité un terrain plat ou un nivellement • Besoin importants en main d'ouvre • Faible efficience • Les sillons longitudinaux gênent le déplacement latéral des engins • Pollution possible par déversement



Figure VII.2 : irrigation gravitaire

VII.3.2) Irrigation par aspersion

Irrigation qui projette l'eau en l'air pour tomber à la surface du sol sous forme de fines gouttelettes .c'est un réseau de conduites sous pression portant des asperseurs ou des buses, conçu pour projeter des jets ou pulvériser de l'eau sous forme de fine gouttes à la surface du sol.

Tableau VII.2 : avantages et inconvénients de l'irrigation par aspersion

Avantage	Inconvénient
<ul style="list-style-type: none"> • Elle s'adapte à n'importe quel type de terrain (accidenté, pente nulle...) • Elle peut être employée quelque soit la nature du sol si ce dernier sera très perméable • Elle permet une oxygénation de l'eau • Elle présente 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 antigel et fertilisante. 	<ul style="list-style-type: none"> • Investissements initiaux élevés • Développement des mauvaises herbes • Elle favorise l'évaporation qui est d'autant plus intense que les gouttelettes sont fines • Tassement progressif du sol ou érosion éventuel de celui-ci, le sol ne s'adapte pas bien à de sols ayant une vitesse d'infiltration inférieure à 3 mm/h • Eau chargée provoque l'abrasion très rapide des buses d'aspersion



Figure VII.3 : irrigation par aspersion

VII.3.3 Irrigation localisée

L'irrigation localisée ou micro-irrigation, ou également connue sous le nom de goutte à goutte, est une méthode utilisée en zone aride car elle réduit au minimum l'utilisation de l'eau et de l'engrais.

L'eau s'égoutte lentement vers les racines des plantes soit en coulant à la surface du sol soit en irriguant directement la rhizosphère par un système de tuyaux, on peut alors parler de goutte à goutte enterré.

Le goutte à goutte peut également utiliser des dispositifs appelés tête de micro- vaporisation qui pulvérisent de l'eau sur une petite zone .ce système est généralement utilisé dans des vergers ou pour la vigne qui sont des cultures à zone racinaires plus large.

Tableau VII.3 : avantages et inconvénients de l'irrigation localisée

Avantage	Inconvénient
<ul style="list-style-type: none"> • Economie de l'eau • Faible pressions pour les goutteurs • Irrigation fréquente • Le feuillage n'est pas lavé • Accès plus facile à la parcelle • Economie en main d'œuvre • Irrigation des terrains accidentés 	<ul style="list-style-type: none"> • Le cout d'installation d'équipement et de matériel d'irrigation est plus élevé • Le risque de colmatage ou de bouchage du distributeur constituant l'inconvénient majeur de ce système • Développement racinaire des cultures limité • Salinisation (prévoir des lessivage)



Figure VII.4 : irrigation par goutte à goutte

Conclusion

Le choix de technique d'irrigation basée sur plusieurs facteurs à savoir les conditions climatiques de la région d'étude de la nature du sol, la pente du terrain, l'aptitude culturale et de volume d'eau disponible. et ce choix reste toujours un critère de la réussite de l'investissement et le mal choisi peut entraîner des pertes économiques c'est pour ça qu'on doit le prendre en considération.

Dans ce cas on peut choisir les techniques d'irrigation par aspersion et par goutte à goutte car ces techniques modernes permettent d'améliorer la productivité des parcelles et d'utiliser moins d'eau.

∞ Chapitre VIII ∞

Dimensionnement

À la parcelle

Chapitre VIII : Dimensionnement à la parcelle

Introduction

Ce présent chapitre a pour but le dimensionnement d'un réseau d'aspersion, et d'un réseau goutte à goutte des cultures proposées dans le périmètre étudié, et pour dimensionner un réseau d'irrigation il est nécessaire de connaître les données de base comme la surface de la parcelle, les besoins journaliers et le temps maximum journalier de travail.

VIII.1) Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion

VIII.1.1) Irrigation par aspersion

Elle consiste à distribuer l'eau sur toute la superficie sous forme de goutte de pluie artificielle. Grâce à des asperseurs alimentés en eau sous pression.

VIII.1.2) Données générales

Tableau VIII.1) les données générales

Choix de la culture	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Tomate ➤ Type : maraîchère
Choix des parcelles et de l'ilot	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Ilot N°18 superficie 6.73 ha ➤ Parcelle : (250x150) m² alimentée par la borne N°18 qui dispose d'une pression de 5.16 bars.
Besoins en de pointe	➤ 193.1mm/mois pour le mois de pointe
Temps de travail	➤ 20 heures par jour, et 26 jours par mois
Perméabilité du sol	<ul style="list-style-type: none"> ➤ le sol est de type argileux-limoneux ➤ K= 7 mm/h.
Dose pratique RFU	<ul style="list-style-type: none"> ➤ RFU = Y (Hcc – Hpf).Da.z RFU= $\frac{2}{3} (0.27-0.17).1.35.1200=108 \text{ mm}$

VIII.1.3) Dimensionnement théorique

VIII.1.3.1) Calcul du diamètre de l'ajutage de la buse

La perméabilité du sol **K= 7 mm/h**;

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

Le diamètre de la buse se calcule par la formule suivante:

$$P = \frac{1,5 \times d}{1,04}$$

$$D'où : d = \frac{1,04 \times p}{1,5} = \frac{1,04 \times 7}{1,5} = 4,85 \text{ mm}$$

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

→ Diamètre de la buse = 4.8 mm

VIII.1.3.2) Calcul de la portée du jet (L)

La portée du jet se calcule par l'équation suivante :

$$L = 3 \cdot d^{0,5} \cdot h^{0,25}$$

Avec :

- **d**: le diamètre de la buse (mm)
- **h** : pression à la buse (m), notre cas $P=3$ bars, hauteur d'eau = 30m.

$$\rightarrow L = 3 \times (4,8)^{0,5} \times (30)^{0,25} = 15,38 \text{ m.}$$

Comme cette formule demande encore plus de précision on va prendre la valeur du catalogue figure annexe (4) pour le diamètre de la buse de **4,8 mm** et une pression de 3 bars la portée est de **16 m**.

→ L = 16 m

VIII.1.3.3) Ecartements entre les rampes et arroseurs

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

La vitesse maximale est de 5 m/s en mois de janvier

EI entre les lignes d'arrosage : **(1,25;1.02)L**

- 1.25 pour le vent faible

- 1.02 pour le vent forte

Ea entre les arroseurs sur la rampe : **(0,8 ;0.5)L**

- 0.8 pour le vent faible
- 0.5 pour le vent forte

Donc on prend des valeurs suivant :

- $E_l = 1,25 \times 16 = 20 \text{ m}$
- $E_a = 0,8 \times 16 = 12,8 \text{ m}$

On prend les valeurs normalisées des écartements qui sont donc :

$$\rightarrow E_l = 18\text{m}, E_a = 12 \text{ m}$$

VIII.1.3.4) Débit de l'asperseur

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

$$q = m \cdot \frac{\pi \times d^2}{4} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Avec :

- **h** : Pression à la buse (30 m).
- **m** = 0.95

$$D'où : q = 0.95 \times \frac{\pi \times (4.8 \times 0.001)^2}{4} \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 30} = 0.00042 \text{ m}^3/\text{s} = 1.5 \text{ m}^3/\text{h}$$

VIII.1.3.5) 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 :

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

$$D'où : P = \frac{1.5}{18 \times 12} \times 1000 = 6.9 \text{ mm/h}$$

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

VIII.1.3.6) Calcul du tour d'eau :

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

$$T_{eau} = \frac{Dose_{RFU} \cdot N_J}{B_{mp}}$$

$$\rightarrow Teau = (108.26) / 193.1 = 14.54 \text{ jour .}$$

On prend un tour d'eau de **15 jours**.

Donc on irrigue 2 fois par mois.

- **La dose réelle :**

$Dr = Teau \cdot \text{Le besoin journaliere} = 19 \times 6.44 = 122.36 \text{ mm.}$

$$\rightarrow Dr = 122.36 \text{ mm.}$$

- **Calcul de la dose brute :**

$Db = \text{La dose réelle} / 0,75 = 122.6 / 0,75 = 163.46 \text{ mm}$

$$\rightarrow Db = 163.46 \text{ mm}$$

VIII.1.3.7) Le temps nécessaire pour donner une dose par un asperseur

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

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

La dose est réserve facilement utilisable RFU en (mm).

$$\rightarrow T = \frac{144}{6.9} = 15 \text{ h}$$

VIII.1.3.8) Volume fourni par un asperseur pendant un mois

$$V = \text{nombre de position par jour} \times \text{nombre de jour par mois} \times \text{dose} \times El \times Ea$$

$$\rightarrow V = 1 \times 26 \times 0.108 \times 18 \times 12 = 606.53 \text{ m}^3.$$

VIII.1.3.9) Volume à épandre en un mois sur toute la parcelle

$$Vt = \text{besoin mensuel en eau} \times S.$$

Pour le mois de pointe : $B_{\text{mensuel}} = 193.1 \text{ mm} = 193.1 \times 10 = 1931 \text{ m}^3/\text{ha}$

$$S = 150 \times 250 = 37500 \text{ m}^2 = 3.75 \text{ ha}$$

$$\rightarrow V_t = 1931 \times 3.75 = 7241.25 \text{ m}^3$$

VIII.1.3.10) Le nombre d'asperseurs

Le nombre d'asperseurs se calcule 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.

$$N_{\text{asp}} = \frac{V_t}{V_{\text{asp}}} = \frac{7241.25}{606.53} = 11.9$$

Donc le nombre d'asperseurs qu'on va utiliser est de **12 asperseur**

$$N = 12 \text{ asperseur}$$

VIII.1.4) Dimensionnement hydraulique des rampes

VIII.1.4.1) Longueur de la rampe

Cette étape de dimensionnement diffère d'une parcelle à une autre car elle est basée sur les dimensions de la parcelle ainsi que la façon dont on projette le réseau d'aspersion.

Dans notre cas nous avons : la longueur du terrain est de 250 m, la largeur du terrain est de 150 m

$$L_r = \frac{\text{largeur de terrain}}{2} - \frac{E_a}{2}$$

$$\rightarrow L_r = \frac{150}{2} - \frac{12}{2} = 69 \rightarrow \text{Longueur de la rampe} = 69 \text{ m}$$

VIII.1.4.2) Nombre asperseur par rampe (N)

$$N_a = \frac{L_r}{E_a} + 1$$

$$\rightarrow N_a = \frac{69}{12} + 1 = 6.75, \text{ on prend } N_a = 7 \text{ asperseurs}$$

VIII.1.4.3) Nombre de rampes (Nr)

$$N_r = \frac{N}{N_a}$$

$$\rightarrow \frac{12}{7} = 1.7 \rightarrow N_r = 2 \text{ rampes}$$

VIII.1.4.4) Le débit de la rampe

Le débit de la rampe = le débit de l'asperseur × le nombre d'asperseur par rampe

Débit de l'asperseur = $0.00042 \text{ m}^3/\text{s} = 1.5 \text{ m}^3/\text{h}$

→ Le débit de la rampe = $1.5 \times 7 = 10.5 \text{ m}^3/\text{h} = 0.00294 \text{ m}^3/\text{s}$

VIII.1.4.5) Nombre de position de rampes

$$N_r = \frac{\text{longueur du terrain}}{El}$$

→ $\frac{250}{18} = 13.88$. → Le nombre de poste égale à **14 postes**.

VIII.1.5) Dimensionnement des canalisations

VIII.1.5.1) Diamètre de la rampe :

- Diamètre de la rampe :

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times Q_r}{\pi \times V}}$$

Avec :

V : Vitesse de l'écoulement à travers la rampe

Ou : $V \leq V_{adm}$; $V_{adm} = [0,5 \div 2,5] \text{ m/s}$.

On suppose que : $V = 1,5 \text{ m/s}$

→ $D_r = \sqrt{\frac{4 \times 0.00294}{\pi \times 1,5}} = 0.0499 \text{ m} = 49.9 \text{ mm}$

Les conduites en **PEHD** disponibles sur le marché ont les diamètres suivants:

50 ; 63 ; 75 ; 90 ; 110 ; 125 ; 160 et 200mm.

→ Le diamètre normalisé **$D_r = 50 \text{ mm}$**

- La vitesse

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D r^2} = \frac{4 \times 0.00294}{\pi \times 0.05^2} = 1.49 \text{ m/s}$$

VIII.1.5.2) 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 m^3/s .
- D = Diamètre de la canalisation en (m).

La formule de Manning correspond aux paramètres suivants :

$$(a = 10.294 \text{ n}^2 ; n=0.01 ; b = 2 ; c = 5.333)$$

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 :

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

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.

$$\Delta H = j \times L_f$$

L'application de la règle de Christiansen conduit à imposer une perte de charge maximale de 20% de la pression de fonctionnement ($P=3$ bars, $=30$ m) entre le premier asperseur et l'asperseur le plus défavorisé, soit $\Delta H = 6\text{m}$.

Donc :

On trouve $j = 0,077 \text{ m/m}$, soit une perte de charge sur toute la rampe ($\Delta H = 4.94\text{m}$).

VIII.1.6) Dimensionnement de la porte – rampe**VIII.1.6.1) La longueur de la porte rampe**

La longueur de porte rampe est calculée par :

$$L_{p.r} = \frac{L - El}{2}$$

$$\rightarrow L_{p.r} = \frac{250 - 18}{2} = 116 \rightarrow L_{pr} = 116 \text{ m}$$

VIII.1.6.2) Débit de porte rampe

Le débit de porte rampe est calculée par :

Le débit pr = le débit de l'asperseur \times le nombre d'asperseur par rampe \times nbr rampe

$$\rightarrow Q_{p.r} = 0,00042 \times 7 \times 2 = 0.00588 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\rightarrow Q_{pr} = 0.00588 \text{ m}^3/\text{s}$$

VIII.1.6.3) Diamètre de porte rampe

$V \leq V_{adm}$; $V_{adm} = [0,5 \div 2,5]$ m/s.

On suppose que : $V = 1,5$ m/s et on calcul Dr :

$$Dr = \sqrt{\frac{4 \times 0.00588}{\pi \times 1,5}} = 0.07 \text{ m} = 75 \text{ mm}.$$

On prend donc : le diamètre normalisé de la porte - rampe ($Dr = 75$ mm), cependant, les pertes de charges dépassent les normes de Christiansen.

On prend donc un diamètre de la porte rampe de **110mm**.

La nouvelle vitesse sera :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times Dr^2} = \frac{4 \times 0,00588}{\pi \times (0.11)^2} = 0.62 \text{ m/s}.$$

On trouve $j = 0.0046$ m/m, soit une perte de charge sur toute la porte- rampe ($\Delta H = 0.53$ m).

Tableau VIII.2) : Résultat de calcul pratique d'aspersion

Paramètres	Rampe	Porte rampe
Longueur (m)	69	116
Diamètre (mm)	50	110
Débit (m ³ /h)	10.5	21.17
Vitesse réel (m/s)	1.49	0.62
ΔH (m)	4.94	0.53

$\Delta H_t = 0,53 + 4,94 = 5.44 \text{ m} < 6 \text{ m}$ donc la règle de Christiansen est donc respectée

VIII.1.6.4) Calcul de la pression en tête du réseau

C'est la pression nécessaire pour le bon fonctionnement du dernier asperseur.

$$H = H_1 + H_2 + H_3$$

Avec :

- **H** : Pression à la tête de la parcelle.
- **H1** : Pression nécessaire pour le bon fonctionnement d'un asperseur (3bar).
- **H2** : Perte de charge totale de la rampe.
- **H3** : La dénivelée. (0 m. terrain relativement plat).

$$\rightarrow H = 30 + 5.44 + 0 = 35,44 \text{ m.}$$

P = 3,54 bar, ce qui est ce qui est largement suffisant vu la pression aux bornes qui est de **5.16 bars**

VIII.2) Dimensionnement hydraulique d'un réseau goutte à goutte**VIII.2.1) Irrigation par goutte à goutte**

L'eau est livrée aux plantes sans être répartie sur la totalité de la surface mais appliquée à faible dose sur une surface limitée autour des plantes

VIII.2.2) Données générales**Tableau VIII.3 :** les données générales

Choix de la culture	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Olivier ➤ Type : arboriculture ➤ Espacement entre arbres : 4 m ➤ Espacements entre rangs : 4 m
Choix des parcelles et de l'ilot	<ul style="list-style-type: none"> ➤ ilot 16B, Superficie = 5.51 ha. Pression = 2.69 bar ➤ parcelle (200m*150m)
Besoins en de pointe	218.761mm pour le mois de pointe (juillet)
Caractéristique du goutteur	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Débit nominal = 4 l/h ➤ Pression nominal = 10 m.c.e ➤ Espacement des goutteurs = 1m ➤ Nombre de goutteur par arbre = 2
Temps de travail maximal par jour	➤ 22 heures par jour

VIII.2.3) Les besoins journaliers

Pour l'olivier les besoins journaliers sont calculés par la formule suivante :

$$B = \frac{\text{besoin du mois de pointe}}{\text{Nombre de jours}}$$

Avec :

- **B** : Besoin journalier

$$B = \frac{218,761}{31} \quad \rightarrow \quad B=7.05 \text{ mm/j}$$

VIII.2.4) Les besoins journaliers en tenant compte de la réduction

La couverture au sol influence grandement sur l'évaporation du sol, On applique alors

à L'ETM un coefficient de réduction **K_r**

K_r dépend du taux de couverture du sol (**C_s = 60%**) par les plantes adultes et peut être calculé par diverses formules proposées ci-après [**Ollier et Poirre, 1983**]:

- **KELLER et KARMELI** : $K_r = \frac{C_s}{0.85}$
- **Freeman et Garzoli** : $K_r = C_s + 0.5(1 - C_s)$
- **Decroix (CTGREF)** : $K_r = 0.1 + C_s$

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

$$\rightarrow K_r = 0.8 \text{ selon (Freeman et Garzoli)}$$

$$B_j = K_r \times B \rightarrow B_j = 0.8 \times 7.05 \rightarrow B = 5.64 \text{ mm/j}$$

VIII.2.5) La dose d'irrigation nette pratique

La dose pratique (nette) qui correspond à la RFU étant calculée comme suit :

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

- **H_{cc}** : humidité a la capacité au champ (27%)
- **H_{pf}** : humidité au point de flétrissement (17%)
- **Y** : degré d'extraction de l'eau du sol (2/3)
- **Z** : profondeur d'enracinement en (1500 mm)
- **P** : Pourcentage du sol humidifié

$$P\% = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r}$$

- **P** : Volume du sol humidifié
- **N** : Nombre de point de distribution par arbre (2 par arbre)
- **S_{pd}** : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre (2m)
- **S_h** : Largeur de la bande humidifiée (1m)
- **S_r** : Ecartement entre rangs d'arbre (4m)

- S_a : espacement des arbres sur les rangs (4m)

$$\rightarrow P = 25\%$$

D'où : La dose nette corrigée

$$D_p = (0.27 - 0.17) \frac{2}{3} \times 1500 \times 1.35 \times 0.25 = 33.75$$

$$\rightarrow D_p = 33.75 \text{ mm}$$

VIII.2.5) Fréquence des arrosages

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Fr = \frac{\text{dose}_{\text{nette}}}{B_{jm}}$$

$$Fr = \frac{33.75}{5.64} = 5.98$$

Donc on prend une fréquence de 6 jours $\rightarrow Fr = 6 \text{ jour}$

- Dose réelle (D_r) :

$$D_r = B_j \times Fr$$

$$\rightarrow D_r = 5.64 \times 6 \rightarrow D_r = 33.84 \text{ mm}$$

- La dose brute réelle (D_b)

$$D_{\text{brute}} = \frac{\text{dose}_{\text{réelle}}}{Cu * Eff}$$

- Cu : coefficient d'uniformité $Cu = 90\%$
- Eff : efficacité du réseau d'irrigation $Eff = 90\%$

$$\rightarrow D_b = \frac{33.84}{0.9 \times 0.9} = 41.78 \rightarrow D_b = 41.78 \text{ mm}$$

VIII.2.6) Durée d'arrosage par mois

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\theta = \frac{Db * Sa * Sr}{n * qg}$$

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

$$\theta = \frac{41.78 \times 4 \times 4}{2 \times 4} = 83.56 \text{ heures/mois}$$

VIII.2.7) Durée d'arrosage journalier

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Dj = \frac{\text{durée d'arrosage}}{Fr}$$

$$\rightarrow Dj = \frac{83.56}{7} = 11.93 \text{ heures/ jour} \rightarrow Dj = 11.93 \text{ heures/ jour}$$

VIII.2.8) Nombre de poste

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

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

$$\rightarrow N = \frac{22}{11.93} = 1.84 \text{ On prend } N=2 \text{ postes}$$

VIII.2.9) Surface du poste :

$$Sp = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}}$$

$$\rightarrow Sp = \frac{(200 \times 150)}{2} = 1.5 \text{ ha}$$

VIII.3) Calculs hydrauliques

VIII.3.1) Condition hydraulique

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

$$\frac{\Delta q}{q} = 10\%$$

La variation maximale de la pression

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

$$\frac{\Delta q}{q(g)} = 0.5 \frac{\Delta H}{H(n)}$$

Avec :

$q(g)$: débit nominal du goutteur

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

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

$\Delta H(\max.) = 1/0.5 = 2$ mce. $\rightarrow \Delta H(\max.) = 2$ m.c.e

La valeur de perte de charge singulière est estimée à 10% de la variation maximale de pression alors :

Perte de charge singulières = 10% $\Delta H = 2 \times 0.1 = 0.2$ m.c.e

Perte de charge linéaires = $2 - 0.2 = 1.8$ m.c.e

- $\frac{1}{3}$ pdc porte de rampe = $\frac{1}{3} \times 1.8 = 0.6$ m.c.e
- $\frac{2}{3}$ pdc rampe = $\frac{2}{3} \times 1.8 = 1.2$ m.c.e

VIII.3.2) Les longueurs de rampe et porte rampe

La porte rampe coupe la surface du terrain au milieu de la parcelle, donc on a :

- La longueur de la rampe: **75m**
- La longueur de la porte rampe: **200 m**
- La longueur de la conduite secondaire : **75 m**

VIII.3.3) Le nombre d'arbres par rampe

$$N \text{ arbres} = \frac{Lr}{Er}$$

→ $N \text{ arbre} = \frac{75}{4} = 18.75$ → **N arbre = 19 arbres par rampe**

VIII.3.4) Nombre des goutteurs par rampe

$$N_g = N \text{ arbre} \times \text{Nombre de goutteur par arbre}$$

→ $N_g = 19 \times 2$ → **$N_g = 38$ goutteurs**

VIII.3.5) Le nombre des rampes

$$N \text{ rampe} = \frac{Lpr}{Er}$$

→ $N \text{ rampe} = \frac{200}{4} = 50$ → **N rampe = 50 rampes**

VIII.3.6) Le nombre de porte rampe

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

VIII.3.7) Débits

Tableau VIII.4 : les débits

Débit de rampe	$Q_r = N_g \times Q_g$	$38 \times 4 = 152 \text{ l/h}$
Débit de porte rampe	$Q_{pr} = Q_r \times N_r$	$152 \times 50 = 7600 \text{ l/h}$
Débit de conduite secondaire	$Q_{cs} = Q_{pr} \times N_{pr}$	7600 l/h

VIII.4) Dimensionnement des canalisations du réseau**VIII.4.1) Calcul du diamètre de rampe et porte rampe**

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

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

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

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

Avec :

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

$$\rightarrow \varnothing r(\text{cal}) = \left[\frac{1.2 * 2.75}{0.478 * 152^{1.75} * 75} \right]^{-\frac{1}{4.75}} = \mathbf{10.52 \text{ mm}}$$

$$\rightarrow \varnothing pr(\text{cal}) = \left[\frac{0.6 * 2.75}{0.478 * 7600^{1.75} * 200} \right]^{-\frac{1}{4.75}} = \mathbf{63.23 \text{ mm}}$$

Alors on prend :

- Diamètre de rampe = **16 mm**
- Diamètre de porte rampe = **75 mm**

VIII.4.2) Vérification des pertes de charges

Pour la détermination des pertes de charges des différents tronçons de la canalisation après choix du diamètre On applique formule du **Hazen-williams**

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

- L : la longueur de la conduite
- Q : débit (l/h)
- D : diamètre intérieur de la canalisation
- **Pour la rampe :**
- $C_w = 140$ PEBD, $L = 75\text{m}$, $D = 0.016\text{m}$, $Q = 4.22 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$

$$\rightarrow \Delta H_{\text{rampe}} = 0.37 \text{ m}$$

- **Pour le Porte rampe :**
- $C_w = 140$ PEBD, $L = 200\text{m}$, $D = 0.075 \text{ m}$, $Q = 2.11 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$

$$\rightarrow \Delta H_{\text{Porte rampe}} = 0.75 \text{ m}$$

Vitesse :

$$\rightarrow V_{\text{rampe}} = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} = 0.21 \text{ m/s}$$

$$\rightarrow V_{\text{pr}} = 0.47 \text{ m/s}$$

Les résultats des calculs sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau VIII.5: Caractéristique de la conduite de la rampe et porte rampe

Paramètres	Rampe	Porte rampe
Longueur (m)	75	200
Diamètre (mm)	16	75
Débit (m ³ /s)	$4.22 \cdot 10^{-5}$	$2.11 \cdot 10^{-3}$
Vitesse réel (m/s)	0.21	0.47
ΔH (m)	0.37	0.75

VIII.4.2) Calcul des diamètres de la conduite secondaire

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

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

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

Tableau VIII.6: Caractéristique de la conduite secondaire

Surface m ²	L(m)	Q (m ³ /s)	V supposée (m/s)	D cal (mm)	D nor (mm)	Vcalculée (m/s)	ΔH (m)
37500	75	2.11. 10 ⁻³	1.05	50	63	0.67	0.66

VIII.4.3) La pression d'eau à la borne de distribution

La pression d'eau que doit fournir la borne de distribution à la parcelle est égale à la somme de la pression nominale (10 m.c.e) plus la somme des pertes de charges de cheminement de la borne d'irrigation jusqu'au goutteur le plus défavorable

Tableau VIII.7: Récapitulatif des calculs hydrauliques

Conduites	La rampe	Porte rampe	C.secondaire
Longueur(m)	75	200	75
Diamètre(m)	16	75	63
Débit (m ³ /s)	4.22. 10 ⁻⁵	2.11. 10 ⁻³	2.11. 10 ⁻³
Perte de charge (m)	0.37	0.75	0.66

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

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

$$P(m) = 10+0.37+0.75+0.66=11.78 \text{ m}$$

VIII.5) Conclusion

Pour le périmètre d'irrigation **Dahmouni** on a dimensionné un réseau d'irrigation par deux systèmes : aspersion et goutte à goutte.

Avant le dimensionnement on prend en considération la perméabilité du sol, le vent, le choix de la culture et les différents facteurs agronomiques et hydraulique pour choisir système compatible

Dans notre cas nous avons étudié un système d'aspersion pour la culture maraichère (la tomate) et pour un système goutte à goutte on a proposé pour l'arboriculture (olivier)

En fin on peut dire que les deux systèmes sont effectifs pour la bonne gestion et l'économie en eau

∞ Chapitre IX ∞

Estimation du Coût

De revient

Chapitre IX : Estimation du Coût de revient

Introduction

D'après l'étude d'un tel projet d'irrigation tous d'abord il doit être pris en considération le Coût économique, pour cette raison ont doit faire une estimation de frais de tous les travaux Projetées sur le terrain.

IX .1) Devis pour le conduite d'adduction et le réseau d'irrigation

IX .1.1) Calcul du volume de déblai et remblai

➤ Largeur du fond de la tranchée

La largeur d'ouverture de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0.3)$$

- **D** : diamètre de la conduite(m)

➤ Profondeur de la tranchée

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

$$H = D + 0.8 + e$$

- **e** : hauteur du lit de pose(m)

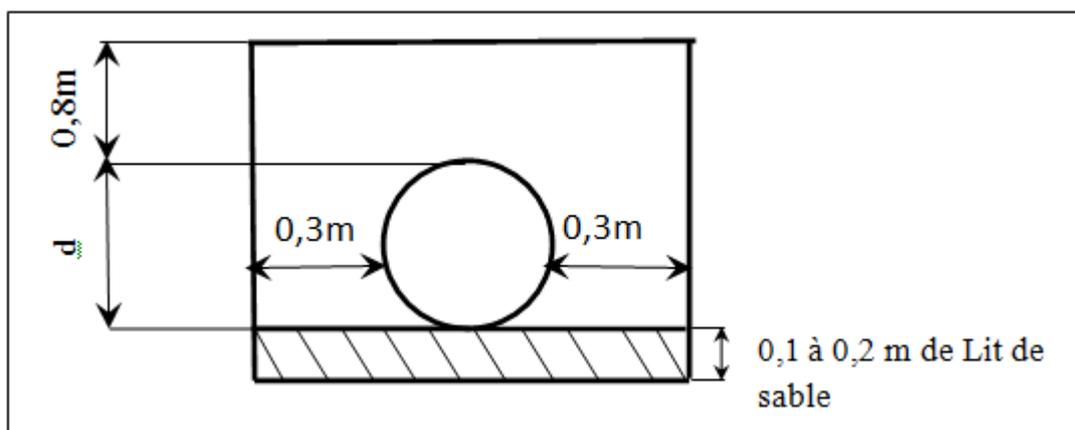


Figure IX .1 : Schéma d'une tranchée

- **Volume de déblai**

La surface à calculer est la surface rectangulaire : $S=B \times H$

$$\rightarrow V \text{ déblai} = B \times H \times L$$

- **Volume de remblai**

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai, c'est le volume qu'occupe la conduite et

le volume occupé par le lit de sable

$$\rightarrow V \text{ remblai} = V d - L \frac{\pi \times D^2}{4} - V s$$

- **Vd** : Volume de déblai (m^3)
- **Vs** : Volume du sable (m^3)
- **V** : Volume occupé par la conduite (m^3) ; $V = L * (\frac{\pi D^2}{4})$
- **Volume de lait du sable**

Ce lit correspond à une couche de sable de 12cm sur le fond de la tranchée, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, on calcule cette surface en utilisant la formule suivante :

$$\rightarrow V s = e \times B \times L$$

Tableau IX.1: Calcul des différents volumes

Pièces	Langueur (m)	Largeur(m)	Hauteur (m)	Vdéblai(m ³)	Vsable (m ³)	V conduites (m ³)	V remblai (m ³)
Conduit gravitaire							
TubeØ700 (fonte)	630	1,3	1,6	1506,96	94,185	242,33	1170,445
Conduite de refoulement							
TubeØ900 (fonte)	1156	1,5	1,8	3132,2	173,4	735,04	2223,75
réseau de distribution							
TubeØ1100 (fonte)	1904,05	1,7	2	6473,77	323,6885	1808,561893	4341,519608
TubeØ1000 (fonte)	705,41	1,6	1,9	2144,4464	112,8656	553,74685	1477,83395
TubeØ900 (fonte)	400,25	1,5	1,8	1080,675	60,0375	254,4989625	766,1385375
TubeØ700 (fonte)	1205,99	1,3	1,6	2508,4592	156,7787	463,8840535	1887,796447
TubeØ600 (fonte)	1809,42	1,2	1,5	3256,956	217,1304	511,342092	2528,483508
TubeØ500 (fonte)	774,55	1,1	1,4	1192,807	85,2005	152,0054375	955,6010625
TubeØ400 (PEHD)	2450,56	1	1,3	3185,728	245,056	307,790336	2632,881664
TubeØ315(PEHD)	2684,45	0,915	1,215	2984,370176	245,627175	209,0961727	2529,646829
TubeØ250 (PEHD)	4105,98	0,85	1,15	4013,59545	349,0083	201,4496438	3463,137506
TubeØ200 (PEHD)	3302,82	0,8	1,1	2906,4816	264,2256	103,708548	2538,547452
TubeØ160 (PEHD)	1518,64	0,76	1,06	1223,416384	115,41664	30,51858944	1077,481155
TubeØ125 (PEHD)	1160,97	0,725	1,025	862,7458313	84,170325	14,24002266	764,3354836
la somme				36472.60	2526.78	10199.055	53321

Tableau IX.2 : Frais des travaux sur réseau d'irrigation –adduction –refoulement)

	Quantité	Prix unitaire	Montant(DA)
Volume de déblai (m ³)	36472.60	250	9118150
Volume de sable (m ³)	2526.78	800	2021424
Volume remblai (m ³)	53321	200	10664200
le cout total des travaux publics Pt(1)			21803774
TVA 17%(DA)			3706641.58
TTC (DA)			25510415.58

Tableau IX.3 : le Coût de l'équipement de distribution

Type de conduite	Unités de mesure	Quantité (m)	Prix unitaire (DA/m)	Montant (DA)
TubeØ1100 (fonte)	ml	1904,05	65417,28	124557772
TubeØ1000(fonte)	ml	705,41	53618,62	37823110,73
TubeØ900(fonte)	ml	400,25	47070,72	18840055,68
TubeØ700 (fonte)	ml	1205,99	35377,32	42664694,15
TubeØ600 (fonte)	ml	1809,42	26 893,15	48661003,47
TubeØ500 (fonte)	ml	774,55	19 617,63	15194835,32
TubeØ400 (PEHD)	ml	2450,56	9 538,00	23373441,28
TubeØ315(PEHD)	ml	2684,45	5 918,50	15887917,33
TubeØ250 (PEHD)	ml	4105,98	3 724,00	15290669,52
TubeØ200 (PEHD)	ml	3302,82	2 394,00	7906951,08
TubeØ160 (PEHD)	ml	1518,64	1 529,50	2322759,88
TubeØ125 (PEHD)	ml	1160,97	940,50	1091892,285
les bornes d'irrigation	U	55	50000	2750000
vanne Ø315	U	6	14000	84000
vanne Ø160	U	17	12000	204000
vanne Ø110	U	10	10000	100000
ventousesØ150	U	2	4000	8000
ventousesØ100	U	13	3800	49400
ventousesØ80	U	6	3600	21600
vidange Ø150	U	3	2500	7500
vidange Ø100	U	34	2300	78200
Matériel d'irrigation par aspersion				
Asperseur	U	12	600	7200
rampe Ø50	ml	69	200	13800
porte rampeØ110	ml	116	731,50	84854
vanne	U	1	14000	14000

Type de conduite	Unités de mesure	Quantité (m)	Prix unitaire (DA/m)	Montant (DA)
Matériel d'irrigation localisé				
Gouteur	U	38	31	1178
rampe Ø16	ml	75	30,64	2298
porte rampe Ø110	ml	250	731,50	182875
conduite secondaire	ml	75	731,50	54862,5
vanne	U	1	14000	14000
Total (DA)(2)				357292870
TVA (17%)				60739787,93
TTC				418032658,1

IX .2) Devis pour le réservoir de distribution

IX .2.1) Calcul le volume de béton armé

Le volume de béton armé est calculé par la formule suivante :

$$\rightarrow V_{BA} = \left(\frac{\pi \times D_{ext}^2}{4} - \frac{\pi \times D_{int}^2}{4} \right) H$$

- **D_{ext}** : Diamètre extérieur de réservoir = 31 m
- **D_{inf}** : Diamètre intérieur de réservoir = (31-0.3) m
- **H** : Hauteur de réservoir = 6 m

$$\rightarrow V_{BA} = 87.18 \text{ m}^3$$

IX .2.2) Calcul le volume d'excavation

$$\rightarrow V = \frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \cdot h \rightarrow V = 1508.77 \text{ m}^3$$

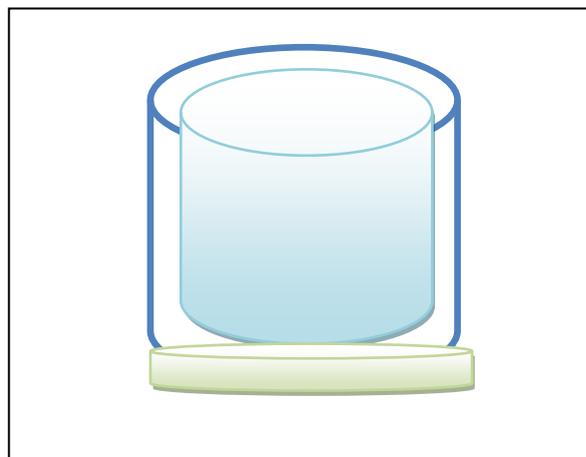


Tableau IX.4 : Devis pour le réservoir de distribution

Réservoir				
Désignation des travaux	Unité	quantité	le prix unitaire	Montant (DA)
Excavation	m ³	1508.77	400	603508
béton armé	m ³	87.18	25000	2179500
Total (DA)(3)				2783008

IX .3) Devis pour la station de pompage

- La hauteur **H= 6 m**
- La longueur **L= 14 m**
- La largeur **l= 6.6m**
- **H** : hauteur de poteau = **4 m**
- Poteaux : $b \times b = 30 \times 30$ cm
- Poutres : $b \times b = [(40 \text{ à } 50) \times 30]$ cm
- Brique **30×20×15 cm**

(L = 3.13m ; l = 1.8 m ; $n_p=20$)

Schéma explicatif :

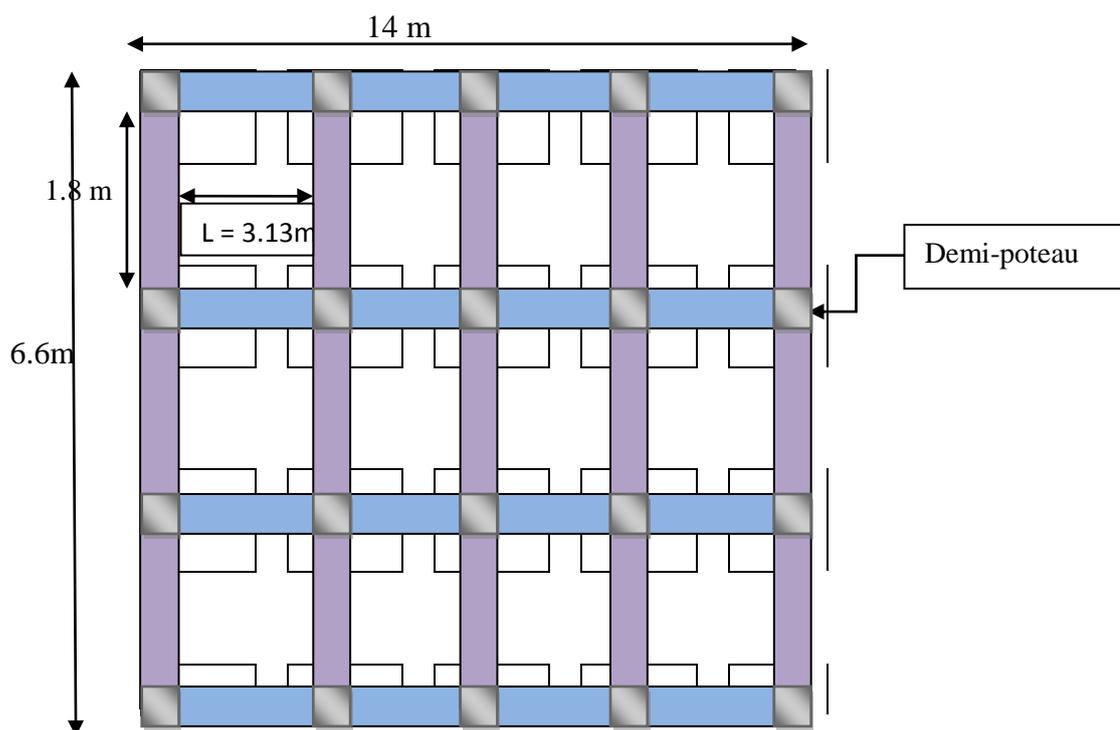


Figure IX.2 : schéma explicatif de la station de pompage

IX .3.1) Volume des travaux

- **Décapage :** $V_d = L \times l \times e_d \rightarrow V_d = 14 \times 6.6 \times 0.1 = \mathbf{9.24 \text{ m}^3}$

- **Excavation :** $V_{ex} = 0.9 \times n_p \rightarrow V_{ex} = 0.9 \times 20 = \mathbf{18 \text{ m}^3}$

- **Déblai :** $V_D = 9.24 + 18 = \mathbf{27.24 \text{ m}^3}$

- **Béton de propreté :** $V_{b,p} = 10 \text{ cm} \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times n_p$

$$\rightarrow V_{b,p} = 0,1 \times 1 \times 1 \times 20 = \mathbf{2 \text{ m}^3}$$

- **Béton ordinaire (Béton armé 350 kg /m³) semelle**

$$\rightarrow V_{B.A.S} = 1 \times 1 \times 0.3 \times n_p \rightarrow V_{B.A.S} = 1 \times 1 \times 0.3 \times 20 = \mathbf{6 \text{ m}^3}$$

- **Demi-Poteaux :** $V_{D.P} = (0,6 \times 0,3 \times 0,3) \times n_p = \mathbf{1.08 \text{ m}^3}$

- **Remblai fouilles**

$$\rightarrow V_R = n_p [V_{\text{deblai/excav}} - V_{b,p} - V_{B.A.S} - [(V_{D.P} (0,3 \times 0,3 \times 0,1))]]$$

$$\rightarrow V_R = 20 (27.24 - 2 - 6 - (1.08 (0.3 \times 0.3 \times 0.1))) = \mathbf{384.6 \text{ m}^3}$$

- **Volume béton de propreté au dessous de la ceinture**

$$\rightarrow V_{B.P.C} = ((16 \times L) + (15 \times l)) \times 0,1 \times 0,3$$

$$\rightarrow V_{B.P.C} = ((16 \times 3.13) + (15 \times 1.8)) \times 0,1 \times 0,3 = \mathbf{2.31 \text{ m}^3}$$

- **Béton armé Longrines**

$$\rightarrow V_{B.A.Longrine} = ((16 \times L) + (15 \times l) + (n_p \times 0,3)) \times e \times 0,3 \quad e = \mathbf{50 \text{ cm}}$$

$$\rightarrow V_{B.A.Longrine} = ((16 \times 3.13) + (15 \times 1.8) + (20 \times 0,3)) \times 0,5 \times 0,3 = \mathbf{12.46 \text{ m}^3}$$

- **Le volume occupé par le Brique**

$$\rightarrow V_{\text{brique}} = 12 \times 3 \times [2 \times L + 2(1 - 2 \times 0,15)] \times 0,2 \times 0,15 \text{ avec : Brique } (\mathbf{30.20.15}) \text{ cm}$$

$$\rightarrow V_{\text{brique}} = 12 \times 3 \times [2 \times 3.13 + 2(1.8 - 2 \times 0,15)] \times 0,2 \times 0,15 = \mathbf{10 \text{ m}^3}$$

- **Nombre de Brique**

$$\rightarrow V_{\text{brique}} = 0,3 \times 0,2 \times 0,15 = \mathbf{0,009 \text{ m}^3} \quad (1 \text{ Pièce})$$

$$\rightarrow N_{\text{brique}} = \frac{10}{0,009} = \mathbf{1112 \text{ pièces}}$$

- **Chape (Plate forme)**

→ **Graviers** (épaisseur = 3 cm)

$$V_{\text{graviers}} = 12 \times (L \times l) \times 0,3 \rightarrow 12 \times (3,13 \times 1,8) \times 0,3 = \mathbf{20,28 \text{ m}^3}$$

→ **Chape de béton armé = 7 cm**

$$V_{\text{B.A.chape}} = 12 \times (L \times l) \times 0,7 \rightarrow 12 \times (3,13 \times 1,8) \times 0,7 = \mathbf{47,32 \text{ m}^3}$$

- **Poteaux (Béton armé)**

$$\rightarrow V_p = n_p \times (0,3 \times 0,3 \times H) \quad \text{tq : (H= 3 à 4) On prend } \mathbf{H= 4 \text{ m}}$$

$$\rightarrow V_p = 20 \times (0,3 \times 0,3 \times 4) = \mathbf{7,2 \text{ m}^3}$$

- **Dalle**

$$\rightarrow V_{\text{dalle}} = V_{\text{B.A.chape}} = \mathbf{47,32 \text{ m}^3}$$

- **Poutre** $V_p = 0,2 V_{\text{dalle}} = \mathbf{9,46 \text{ m}^3}$

- **Maçonnerie extérieur**

$$\rightarrow S_{\text{Brique}} = 0,2 \times 0,3 = \mathbf{0,06 \text{ m}^2} \quad (1 \text{ pièce})$$

$$\rightarrow N_{\text{Brique}} = [2 \times (8 \times L + 6 \times l) \times H] / S_{\text{Brique}} = \mathbf{4779 \text{ pièces}}$$

$$\rightarrow N_{\text{TOTAL.Brique}} (\text{Brique } 30-20-15) = 4779 + 1112 = \mathbf{5891 \text{ pièces}}$$

Tableau IX.5: Estimation de cout de deux stations de pompage.

Désignation des travaux	unités	Quantité	Prix unitaire	Montant (Da)
Décapage	m ³	9.24	250	2310
Excavation	m ³	18	400	7200
Béton de propreté	m ³	2	12000	24000
Béton armé				
Semelles	m ³	6	25000	150000
Demi-poteaux	m ³	1.08	25000	27000
Poutre	m ³	9.46	25000	236500
Chape	m ³	47.32	25000	1185500
Poteaux	m ³	7.2	25000	180000
longrine	m ³	12.46	25000	311500
Ceinture	m ³	2.31	2500	5775
gravier	m ³	20.28	25000	507000
Remblai				
Fouille	m ³	384.6	450	173070
la dalle	m ³	47.32	450	21294
Maçonnerie				
Demi-poteau	Briques	1112	25	27800
mur	Briques	4779	25	119475
Total				2978424

IX .4) Devis estimatif de projet

Le devis des différentes opérations sont comme suit :

- Devis des travaux (réseau de distribution-adduction –refoulement) **21803774 DA**
- Devis de l'équipement de distribution **357292870 DA**
- Devis du réservoir **2783008 DA**
- Devis du système de pompage **2978424 DA**

Donc le devis total du projet est estimé à : **384.858.076 DA**

IX .5) Conclusion

D'après les calculs des volumes de terrassement de la station de pompage et l'adduction, réservoir, et le réseau de distribution on peut conclure que le cout total de notre projet (périmètre Dahmouni) est estimé à **Trois cent quatre vingt quatre millions huit cent cinquante huit mille soixante seize dinars 384.858.076 DA**. Qu'il est rentable si le périmètre fonction correctement.

∞ Conclusion ∞
générale

Conclusion générale

L'objectif de ce projet est l'étude du périmètre **Dahmouni** rive droite secteur Nord dans la Wilaya de **Tiaret** d'une superficie **960 ha** à partie de Barrage Dahmouni, cette région est une région semi aride caractérisé par des étés chauds et secs et des hivers froids, Donc on peut dire que l'irrigation est importante pendant les périodes sèches.

D'après l'analyse du sol nous a permis de conclure sur des aptitudes culturales très variées, telles que : (les cultures maraichères, arboricoles et céréalières) et les résultats des analyses des eaux du barrage de Dahmouni qui alimentent notre périmètre prouver que la qualité des eaux sont compatibles pour l'irrigation, ce qui permet de les utiliser sans risque.

L'étude hydrologique est nécessaire pour 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.

La détermination des besoins en eau d'irrigation se fait à partir de la détermination de l'évapotranspiration à l'aide du logiciel **CROPWAT**.

Après avoir calculé les besoins en eau et le volume d'eau nécessaire à l'irrigation nous avons calculé le débit spécifique qui entre dans le dimensionnement du réseau d'irrigation.

A fin de ce travail on à arrivé à :

- Projeter une conduite d'adduction gravitaire de diamètre **700mm** sur une longueur de **630 m** transportant un débit de **1.152 m³/s**.
- Dimensionner une bache de reprise de volume **4200 m³** a partir de laquelle les eaux seront refoulées vers réservoir de distribution
- Dimensionner une station de pompage contenant (**3 pompes + 1** seule pompe de secours) avec une hauteur manométrique total **HMT=85.34 m** et un débit de **1.24 m³/s**.
- Projeter une conduite de refoulement de diamètre **900mm** en fonte (d'après l'étude technico-économique) avec une longueur de **1156 m**.
- Dimensionner un réservoir de distribution d'eau d'irrigation de volume **V= 4500 m³**.
- Projeter et Dimensionner un réseau collectif ramifié sous pression mixte (**fonte et PEHD**) des diamètres allant de **125mm à 1100mm**.
- choisir un système de distribution consiste à projeter deux systèmes d'irrigation différents (Aspersion et goutte à goutte)

En fin, on a fait une estimation du cout de la projection, elle se monte à **Trois cent quatre vingt quatre millions huit cent cinquante huit soixante seize dinars 384.858.076 DA**.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

L.S.BAHBOUH, 2003 : Cours et travaux pratiques d'agro-pédologie, 3^{ème} Année ENSH, Blida.

B. TOUAIBIA. (Cours d'Hydrologie 3^{ème} Année). 2004

M. MESSAHEL. Irrigation au goutte à goutte (Techniques d'irrigation) .1988

Bulletin DE FAO N° 24. Les besoins en eau des cultures.1975

O. AZAIZ (Cours de drainage classification des eaux d'irrigation 3^{ème} année seconde cycle)

T.BENKACI (Cours d'irrigation 2^{ème} année seconde cycle) ENSH Blida «Technique d'irrigation » et (Cours d'irrigation 3^{ème} année seconde cycle)

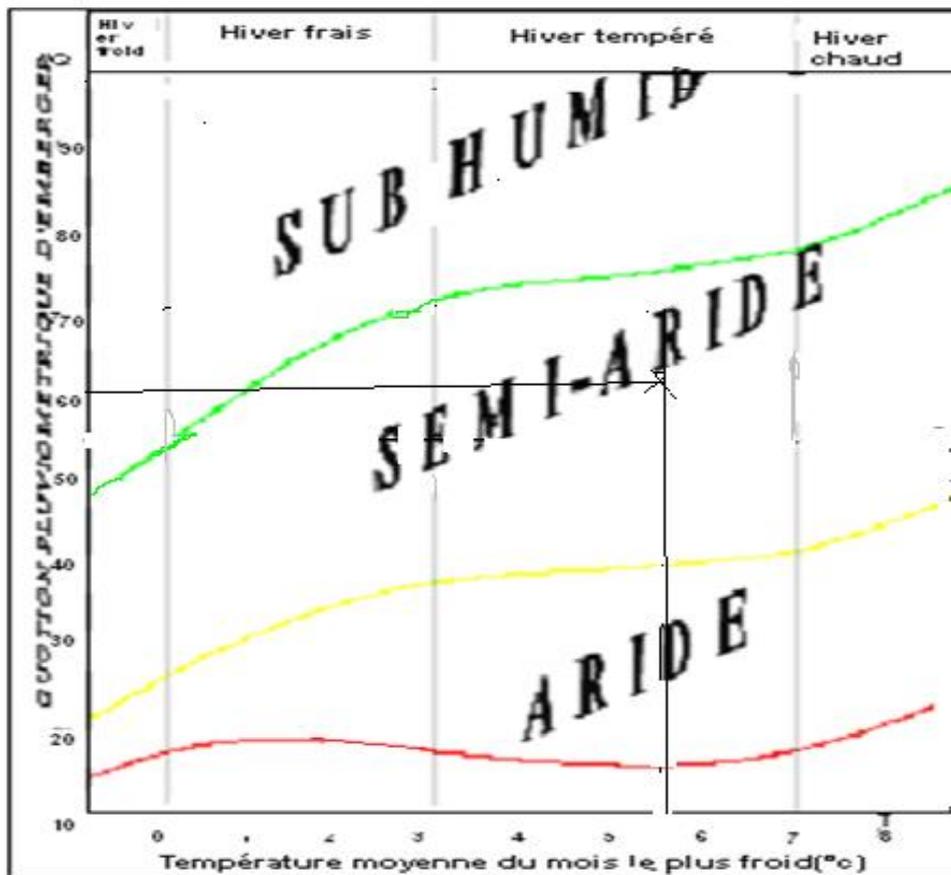
B.SAHRAOUI. Dimensionnement d'un réseau d'irrigation à partir d'un barrage (W.KHENCHELA), Mémoire d'ingéniorat, ENSH de BLIDA.2012.100 P

(Cours ODC 2^{ème} année seconde cycle)ENSH Blida.

Annexe 8

❖ Annexe 1

Classification du climat selon le diagramme d'Emberger



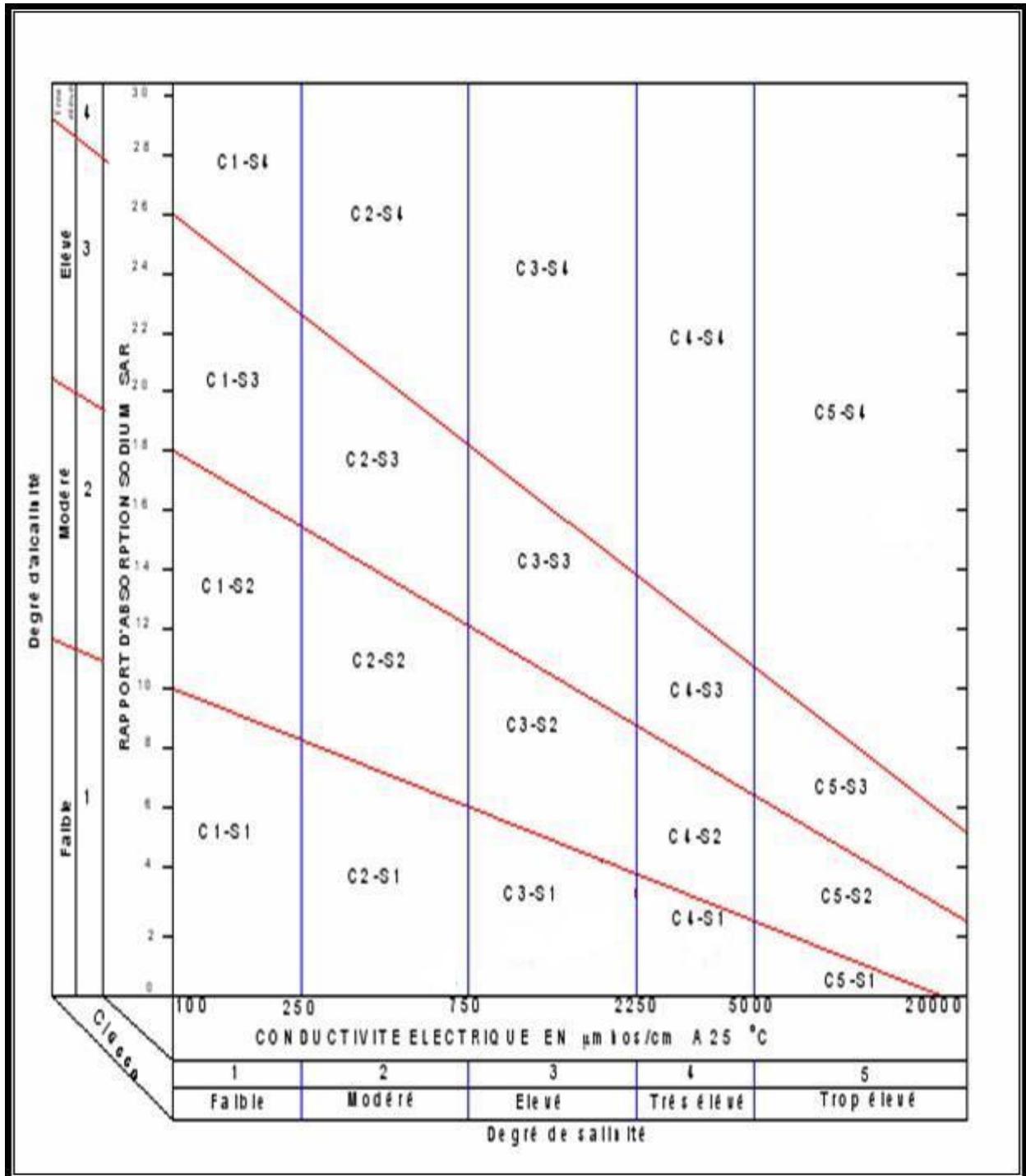
❖ Annexe 2

Caractéristiques hydriques de quelques sols

Texture	Humidités pondérales en-% du poids sec			Réserve utile volumétrique en mm/m
	à la rétention HCC	du flétrissement HPF	disponible HCC-HPF	
Sableuse	9 (6 à 12)*	4 (2 à 6)*	5 (4 à 6)*	85 (70 à 100)*
Sablo-limoneuse	14 (10 à 18)	6 (4 à 8)	8 (6 à 10)	120 (90 à 150)
Limoneuse	22 (18 à 26)	10 (8 à 12)	12 (10 à 14)	170 (140 à 190)
Limono-argileuse	27 (25 à 31)	13 (11 à 15)	14 (12 à 16)	190 (170 à 220)
Argilo-limoneuse	31 (27 à 35)	15 (13 à 17)	16 (14 à 18)	210 (180 à 230)
Argileuse	35 (31 à 39)	17 (15 à 19)	18 (16 à 20)	230 (220 à 250)

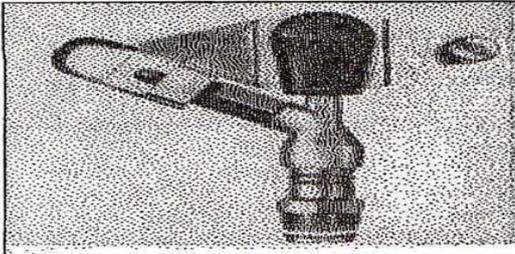
❖ Annexe 3

Diagramme bioclimatique d'EMBERGER



❖ Annexe 4

Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30



Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30

1 buse
angle de jet 30°
Raccord fileté 1"

D _e la buse Ø mm	pression à la buse bar	portée m	débit m ³ /h	espacement m		surface irriguée m ²		densité d'aspersion mm/h	
				□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.
4.0	2,5	13	0,93	12/18	18/18	216	324	4,3	2,88
	3,0	14,5	1,02	18/18	18/24	324	432	3,16	2,36
	3,5	15,3	1,11	18/18	18/24	324	432	3,42	2,57
	4,0	16	1,19	18/18	18/24	324	432	3,71	2,76
4.2	2,5	13,5	1,04	12/18	18/24	324	432	4,8	2,42
	3,0	15	1,14	18/18	18/24	216	432	3,52	2,64
	3,5	15,8	1,23	18/18	18/24	324	432	3,8	2,85
	4,0	16,5	1,32	18/24	24/24	324	576	3,06	2,3
4.5	2,5	14	1,20	18/18	18/24	432	432	3,71	2,78
	3,0	15,5	1,32	18/18	18/24	324	432	4,07	3,05
	3,5	16,3	1,42	18/18	18/24	324	432	4,38	3,29
	4,0	17	1,52	18/24	24/24	324	576	3,52	2,64
4.8	2,5	14,5	1,38	18/18	18/24	432	432	4,27	3,2
	3,0	16	1,51	18/18	18/24	324	432	4,66	3,6
	3,5	16,5	1,63	18/24	24/24	324	576	3,78	2,82
	4,0	17	1,75	18/24	24/24	432	576	4,05	3,04
5.0	2,5	14,5	1,48	18/18	18/24	432	432	4,57	3,43
	3,0	16,5	1,63	18/18	18/24	432	432	5,04	3,77
	3,5	17	1,78	18/24	24/24	324	576	4,08	3,05
	4,0	17,5	1,88	18/24	24/24	324	576	4,35	3,28
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	6,2

Figure IV.48 : fiche technique d'un arroseur

- Débit de l'asperseur

On le calcule par la relation (IV.9)

Annexes

Annexes

Annexes

Référence	Désignation	Diamètre (mm)	PN (bars)	Epaisseur (mm)	Diamètre int mm	Prix HT (DA)
TUBE PEHD 06 Bars (PE 80)						
110020201	TUBE PEHD EAU PE80	Ø20	06	2	16	22,04
110020251	TUBE PEHD EAU PE80	Ø25	06	2	21	28,12
110020321	TUBE PEHD EAU PE80	Ø32	06	2	28	36,67
110020401	TUBE PEHD EAU PE80	Ø40	06	2	36	46,36
TUBE PEHD 06 Bars (PE 100)						
110060501	TUBE PEHD EAU PE100	Ø50	06	2	46	59,09
110060631	TUBE PEHD EAU PE100	Ø63	06	2,5	58	93,48
110060751	TUBE PEHD EAU PE100	Ø75	06	2,9	69,2	128,06
110060901	TUBE PEHD EAU PE100	Ø90	06	3,5	83	187,15
110061101	TUBE PEHD EAU PE100	Ø110	06	4,2	101,6	273,60
110061251	TUBE PEHD EAU PE100	Ø125	06	4,8	115,4	353,40
110061601	TUBE PEHD EAU PE100	Ø160	06	6,2	147,6	583,30
110062001	TUBE PEHD EAU PE100	Ø200	06	7,79	184,42	900,60
110062501	TUBE PEHD EAU PE100	Ø250	06	9,6	230,8	1 406,00
110063151	TUBE PEHD EAU PE100	Ø315	06	12,1	290,8	2 242,00
110064001	TUBE PEHD EAU PE100	Ø400	06	15,3	369,4	3 572,00
110065001	TUBE PEHD EAU PE100	Ø500	06	19,1	461,8	5 567,00
110066301	TUBE PEHD EAU PE100	Ø630	06	24,1	581,8	8 835,00
110067101	TUBE PEHD EAU PE100	Ø710	06	27,2	655,6	11 210,00
110068001	TUBE PEHD EAU PE100	Ø800	06	30,6	738,8	14 155,00

Annexes

TUBE PEHD 10 Bars (PE 80)						-
110030201	TUBE PEHD EAU PE80	Ø20	10	2	16	22,04
110030251	TUBE PEHD EAU PE80	Ø25	10	2	21	28,12
TUBE PEHD 10 Bars (PE 100)						-
110070321	TUBE PEHD EAU PE100	Ø32	10	2	28	36,86
110070404	TUBE PEHD EAU PE100	Ø40	10	2,4	35,2	55,86
110070501	TUBE PEHD EAU PE100	Ø50	10	3	44	86,07
110070631	TUBE PEHD EAU PE100	Ø63	10	3,8	55,4	137,18
110070751	TUBE PEHD EAU PE100	Ø75	10	4,5	66	193,61
110070901	TUBE PEHD EAU PE100	Ø90	10	5,4	79,2	278,35
110071101	TUBE PEHD EAU PE100	Ø110	10	6,6	96,8	416,10
110071251	TUBE PEHD EAU PE100	Ø125	10	7,4	110,2	530,10
110071601	TUBE PEHD EAU PE100	Ø160	10	9,5	141	868,30
110072001	TUBE PEHD EAU PE100	Ø200	10	11,9	176,2	1 358,50
110072501	TUBE PEHD EAU PE100	Ø250	10	14,8	220,4	2 109,00
110073151	TUBE PEHD EAU PE100	Ø315	10	18,7	277,6	3 363,00
110074001	TUBE PEHD EAU PE100	Ø400	10	23,7	352,6	5 396,00
110075001	TUBE PEHD EAU PE100	Ø500	10	29,7	440,6	8 398,00
110076301	TUBE PEHD EAU PE100	Ø630	10	37,4	555,2	13 300,00
110077101	TUBE PEHD EAU PE100	Ø710	10	42,1	625,8	16 910,00
110078001	TUBE PEHD EAU PE100	Ø800	10	47,4	705,2	21 470,00