

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 :

**DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'IRRIGATION DU
PERIMETRE KACHOUT DANS LA COMMUNE AIN FERRAH
W. MASCARA SUR 500 HA A PARTIR OUED MINA**

PRESENTE PAR

M^r SAIBI IBRAHIM

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
Mr MEDDI MOHAMED	Professeur	Président
Mme MEDJDOUB SONIA	M.A.A	Examinatrice
Mme SAADOUNE SAMRA	M.A.A	Examinatrice
Mr KOLAI DJAFER	Assistant	Examineur
Mme AZIEZ OUAHIBA	M.A.A	Promotrice

Octobre - 2015



∞ Remerciement ∞

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes vifs remerciements :

- * Mes parents pour leur grand plaisir.*
 - * A ma promotrice Madame AZIEZ .O pour ces conseils et ses consultations qui m'ont tout aidé a la réalisation de mon projet.*
 - * Aux membres de jury qui auront à juger et à apprécier ce travail :*
 - * A tout le corps enseignants et le personnel de l'ENSH qui ont contribué de près où de loin a ma formation.*
 - * Je tiens aussi a remercier mes amis qui ma aidé pendant la réalisation de projet.*
- 



❧ Dédicaces ❧

Je dédie ce modeste travail :

** A ma mère qui n'a pas cessé de me prodiguer.*

** A tout mes enseignants*

** A tous mes frères*

** A toute ma famille.*

** A tout(s) mes amis (s).*

** Et j'offre mes dédicaces pour tous mes amis : Yacine, Addel*

,Kentaoui, Mohamed,, et tous les collègues

Et les étudiant (s).



ملخص:

قمنا في هذه المذكرة بدراسة مشروع انجاز شبكة مياه السقي لحقل كشوط, الذي يقع في بلدية عين فراح ولاية معسكر من اجل تحقيق مردود مُعتبر من ناحية الاستثمار، مُعبرًا عن أفضل فعالية لتقنيات السقي و تسيير أنجع و مُحافظة على الموارد المائية و نوعية التربة, هذا باستعمال أنظمة سقي حديثة و التي فرضت فعاليتها، كالسقي بالتقطير الأكثر تطورًا في الآونة الأخيرة نتيجة التقدم العلمي و التكنولوجي. و من بين مَحاسِن هذا النظام تحقيق الاقتصاد المُعتبر للمياه

Résumé :

Notre travail consiste en me étude de projet du réseau d'irrigation de périmètre de KACHOUT, située dans la commune AIN FERRAH W. MASCARA. De façon à atteindre un rendement élevé de l'investissement, traduisant une meilleure efficacité du système d'irrigation et une meilleure gestion et préservation des potentialités : ressources en eau et ressources en sol. Cela par l'usage des systèmes d'irrigation modernes qui ont imposé leur fiabilité, à savoir l'irrigation localisée la meilleure développé avec l'évolution de la science et de la technologie. Ce système présente de multiples avantages, comme l'importante économie d'eau.

Abstract:

This thesis is about the study of a project of water irrigation network of KACHOUT field, located in the town of AIN FERRAH W.MASCARA ,showing a better efficiency of the irrigation system from one part, and a better management and potentialities preservation: sur face and ground water resources from the other part. This can be done by use of modern irrigation system, which prove their reliability, i.e: localized irrigation which is the most developed with the evolution of science and technology. This system present many advantages like saving important water quantities.

SOMMAIRE

Introduction générale.....

Chapitre I : Etude pédoclimatique

I-1) Introduction	1
I-2) la situation géographique de périmètre	1
I-3) La géomorphologie du périmètre	2
I-4) climat	2
I-4-1) Caractéristiques de la station météorologique	2
I-4-1-1) Température de l'air.....	3
I-4-1-2) Pluviométrie.....	3
I-4-1-3) Vitesse du vent.....	4
I-4-1-4) Nombre de jours de sirocco.....	4
I-4-1-5) L'insolation	4
I-4-1-6) Humidité relative.....	5
I-4-1-7) Evaporation.....	5
I-4-2) Classification du climat.....	6
I-4-2-1) Indice de Martonne.....	6
I-4-2-2) Quotient pluviométrique d'EMBERGER	7
I-4-2-3) Diagramme ombrothermique de Gaussen	8
I-5) Ressource en sol.....	9
I-5-1) Classification des sols.....	9
I-5-2) Description des profils pédologiques.....	9
I-5-3) Propriétés hydrodynamiques des sols.....	9
I-5-4) Analyse physico-chimique des sols.....	10
I-5-5) Aptitude du sol aux cultures	11
I-5-5-1) Aptitude aux cultures arbustives	11
I-5-5-2) Aptitude aux cultures maraichères	11
I-5-5-3) Aptitude aux cultures industrielles	11
I-5-5-4) Aptitude à cultures céréalières et fourragères.....	12
I-6) conclusion.....	12

Chapitre II : Etude hydrogéologique et hydrologique

II-1) Introduction.....	13
II-2) Ressources en eau.....	13
II-2-1) Présentation du bassin versant de de l'Oued Mina.....	13
II-2-2) Ressources en eau superficielles.....	13
II-2-3) Ressources en eau souterraines.....	14
II-2-4) Qualité de l'eau d'irrigation.....	14
II-2-5) La conductivité électrique.....	15
II-2-6) Taux d'absorption du Sodium (SAR).....	16
II-3) Étude Hydrologique.....	18
II-3-1) Choix de la station pluviométrique.....	18
II-3-2) Homogénéité de la série pluviométrique.....	20
II-3-3) Ajustement statistique des pluies.....	21

II-3-3-1) Ajustement des pluies annuelles à la loi de log normal et loi normale	22
II-3-3-2) détermination de l'année de calcul.....	24
II-4) Conclusion.....	25

Chapitre III : Calcul des besoins en eau des cultures

III-1) Introduction	26
III-2) Les besoins en eau d'une culture	26
III-2-1) Calcul de l'évapotranspiration potentielle ou de référence (ET0).....	26
III-2-2) Evapotranspiration maximale ou de culture (ETM).....	26
III-2-3) Méthode de Penman et Momteith modifiée.....	27
III-2-4) calcul des pluies efficaces.....	28
III-3) Occupation des sols et choix des cultures.....	29
III-4) Détermination des Besoins en eau des cultures.....	30
III-4-1) Calcul du débit spécifique.....	34
III-4-2) Evaluation du débit caractéristique.....	36
III-5) Conclusion.....	36

Chapitre IV : Dimensionnement de réseau ramifié

IV-1) Introduction.....	37
IV-2) Description des différents mode d'irrigation.....	37
IV-2-1) Choix du mode d'irrigation.....	37
IV-3) Variantes d'aménagement hydro-agricole.....	37
IV-4) schéma d'adduction.....	38
A) La prise d'eau.....	38
B) Station de pompage.....	38
C) Le bassin d'accumulation.....	38
IV-5) schéma de distribution.....	38
IV-6) Découpage des îlots d'irrigation.....	39
IV-6-1) Généralités.....	39
IV-6-2) Taille des îlots d'irrigation.....	39
IV-7) Mode du tracé et implantation des bornes.....	39
IV-7-1) Rôle et fonction de la borne d'irrigation.....	40
IV -8) Tracé du réseau de distribution.....	40
IV-8-1) Choix du tracé.....	40
IV-8-1-1) 1ere phase : Tracé par proximité	40
IV-8-1-2) 2eme phase : Tracé à 120.....	41
IV-8-1-3) 3eme phase : tracé économique.....	42
IV-9) Modalités de desserte de l'eau.....	42
IV -9-1) Distribution d'eau à la demande.....	42
IV-9-2) Distribution au tour d'arrosage.....	42
IV-9-3) Tour d'arrosage à la borne.....	42
IV-9-4) Tour d'arrosage au niveau de l'antenne.....	42
IV-10) calcul du débit fictif continu.....	42
IV-11) calcul du débit aux bornes.....	43
IV-12) Choix du diamètre de la borne.....	43

IV-12-1) Choix du type de borne.....	45
IV-13) Caractéristiques des conduites du réseau de distribution gravitaire.....	48
IV-13-1) vitesse admissible.....	48
IV-13-2) calcul des diamètres.....	48
IV-13-3) Choix du matériau des conduites	51
IV-14) Conclusion.....	54

Chapitre V : Etude de la station de pompage

V-1) introduction.....	55
V-2) Les pompes : Etude théorique.....	55
V-2-1) Les turbopompes (pompes centrifuge).....	55
V-2-2) Les pompes à écoulement radial.....	55
V-2-3) Les pompes axiales.....	55
V-2-4) pompes semi-axiales.....	56
V-3) Caractéristiques générales des stations de pompage.....	56
V-3-1) Dispositions générales.....	56
V-4) Choix de type et de nombre de pompe pour la station de pompage (SP).....	56
V-4-1) Calcul de la Hauteur Manométrique totale (HMT).....	56
V-4-2) Calcul du débit forcé	57
V-4-3) Choix de la variante de nombre de pompe	58
a) Les critères à respecter dans le choix	58
b) Critères du choix de la variante du type de pompe	58
V-4-4) Détail des pompes choisies	59
V-4-5) Etude du phénomène de cavitation.....	60
V-4-6) Les caractéristiques du moteur électrique choisi	62
V-5). Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement	63
V-5-1) l'équipement en aval de la pompe.....	64
V-6) Caractéristique de la conduite de refoulement.....	65
V-6-1) Calcul des diamètres.....	65
V -7) Bâtiment de la station de pompage.....	67
V -7-1) Choix du bâtiment	68
V -7-2) Dimensionnement de bâtiment de station pompage.....	68
A) Hauteur du bâtiment.....	68
B) Longueur du bâtiment	69
C) Largeur du bâtiment	69
V-8) Calcul des dimensions de la prise d'eau	70
V-9) le réservoir	71
V-9-1) Rôles des réservoirs	71
V-9-2) Dimensionnement du réservoir	71
V -10) Conclusion.....	73

Chapitre V : Calcul de l'installation goutte à goutte

VI-1) Introduction	74
VI-2) Étude des techniques d'irrigation	74
VI-2-1) L'irrigation gravitaire (de surface)	74
VI-2-1-1) L'irrigation par ruissellement	74
VI-2-1-2) L'irrigation par submersion	74
VI-2-2) l'irrigation par aspersion	75
VI-2-3) l'irrigation localisée (goutte à goutte)	76
VI-3) structure d'un réseau goutte à goutte	76
VI-3-1) un point de fourniture d'eau sous pression appropriée.....	77
VI-3-2) L'unité de tête.....	77
VI-3-3) La conduite principale.....	77
VI-3-4) Les porte- rampes	77
VI-3-5) Les rampes	78
VI-3-6) Les distributeurs	78
VI-4) Dimensionnement d'un réseau d'irrigation goutte à goutte	78
VI-4-1) Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée.....	78
VI-4-1-1) les besoins journaliers.....	78
VI-4-1-2) Besoin journalier en tenant compte de la réduction K_r	79
VI-4-1-3) La dose d'irrigation nette pratique.....	79
VI-4-2) Fréquence des arrosages.....	80
VI-4-3) Durée d'arrosage par mois	80
VI-4-4) Durée d'arrosage journalier	80
VI-4-5) Nombre de poste	80
VI-4-6) Surface d'un poste	81
VI-5) Calcul hydraulique	81
VI-5-1) Conditions hydrauliques de base	81
VI-5-2) Le débit	81
VI-5-3) Le nombre d'arbres par rampe	82
VI-5-4) Nombre des goutteurs par rampe.....	82
VI-5-6) Débit de la rampe	82
VI-5-7) Débit de la porte rampe	82
VI-5-8) Dimensionnement des canalisations du réseau	82
VI-5-8-1) La conduite tertiaire (conduite d'approche).....	82
VI-5-8-2) Porte-rampes	82
VI-5-8-3) Les rampes	83
VI-5-8-4) Vérification des pertes de charges	83
VI-5-8-6) Calculs hydrauliques de la porte rampe.....	84
VI-5-8-7) Calcul du diamètre de la conduite principale à la sortie de la borne.....	84
VI-6) Conclusion.....	85

Chapitre VI : Organisation de chantier

VII-1) Introduction	86
VII-2) Travaux de topographie	86
VII-3) Travaux de déblai en tranché	86
VII-3-1) Largeur maximale de la tranchée.....	86
VII-3-2) Largeur minimale de la tranchée.....	86
A) profondeur de la tranchée.....	87
B)Calcul du volume de déblai.....	87
VII-4) Travaux de nivellement et vérification.....	87
VII-5) Mise en place des lits de sable de 12cm d'épaisseur Lit de pose.....	87
VII-6) Mise en place des conduites.....	88
VII-7) Travaux de remblai	88
VII-8) Choix des engins de terrassement	88
VII-9) devis quantitatif des travaux réalisés	89
VII-10) Devis estimatif	90
VII-10-1) Devis estimatif du réseau de distribution	90
VII-10-2) Devis estimatif pour les accessoires	90
VII-10-3) Devis estimatif pour les ouvrages.....	91
VII-10-4) Devis estimatif hors taxe du projet	91
VII-10-5) Devis estimatif Total avec TVA de notre projet.....	91
Vii-11) conclusion.....	91

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Etude pédoclimatique

Tableau I.1: Caractéristiques géographiques de la station de LOUHOU.....	3
Tableau I.2: Répartition mensuelle de la température de l'air (Tmoy), en C°	3
Tableau I.3: Pluviométrie moyenne mensuelle de la période (1981-2011).....	4
Tableau I.4: Les vitesses moyennes mensuelles (m/s) (2000-2011).....	4
Tableau I.5: Le nombre de jours de sirocco.	4
Tableau I.6: L'insolation moyenne mensuelle (2000-2011).	5
Tableau I.7: Durée mensuelle de l'insolation totale en (heures).....	5
Tableau I.8: Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne (mm).....	5
Tableau I.9: Classification de climat selon Mr Martonne	6
Tableau I.10 : Répartition des grandes unités cartographiques de la carte des sols.....	9
Tableau I.11: Répartition des classes de perméabilité des sols de la plaine de kachout.....	10
Tableau I.12: Résultats des analyses des échantillons de sol	10

Chapitre II : Etude hydrogéologique et hydrologique

Tableau II.1: concentration des éléments physico-chimique d'eau d'irrigation.....	15
Tableau II.2: Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique.....	15
Tableau II.3: Classification des eaux en fonction du SAR	16
Tableau II.4: Caractéristiques principales de la station pluviométrique	18
Tableau II.5: Pluies moyennes mensuelles observées au niveau de station de LOUHOU	15
Tableau II.6: Test d'homogénéité de la série pluviométrique.	21
Tableau II.7: Résultat de l'ajustement (loi Normale).....	24
Tableau II.8: pluviométrie moyenne pour chaque mois en (mm).....	25

Chapitre III : Calcul des besoins en eau des cultures

Tableau III-1: Les résultats de l'ET0 obtenir à l'aide du logiciel CROPWAT	28
Tableau III-2: Calcul des pluies efficaces pour chaque mois en mm	29
Tableau III-3: Surfaces occupées par les différentes cultures.....	30
Tableau III-4: Calendrier cultural selon l'assolement choisi.	31
Tableau III-5: calcul des besoins en eau des cultures (céréalières)	33
Tableau III-6: calcul des besoins en eau des cultures (arboricultures)	33
Tableau III-7: calcul des besoins en eau des cultures (maraichage).....	35
Tableau III-8: calcul des besoins en eau des cultures (maraichage).....	31
Tableau III.9: Récapitulatif des besoins bruts totaux des cultures.	37

Chapitre IV : Dimensionnement de réseau ramifié

Tableau IV.1: Choix de diamètre de la borne.	43
Tableau IV.2: calcul du débit des îlots.	44
Tableau IV.3: calcul du débit des îlots.	45
Tableau IV.4: débits et diamètres des bornes	46
Tableau IV.5: débits et diamètres des bornes	47
Tableau IV.6: calcul des diamètres économique	49
Tableau IV.7: calcul des diamètres économique	50
Tableau IV.8: Résultat de calcul par Epanet (Pressions et charge).....	52
Tableau IV.9: Résultat de calcul par Epanet (Pressions et charge).....	53

Chapitre V : Etude de la station de pompage

Tableau V.1: Caractéristiques des pompes disponibles.....	58
Tableau V.2: Pression atmosphérique en fonction de la côte.....	61
Tableau V.3: Pression de vapeur en fonction de la température	61
Tableau V.4: les dimensions des équipements amont installés	64
Tableau V.5: les dimensions des équipements aval installé	64
Tableau V.6: : Calcul de la HMT pour divers diamètres de conduite	65
Tableau V.7: Calcul des dépenses énergétique annuelles en fonction des diamètres.....	66
Tableau V.8: Calculs hydraulique du réseau de distribution (Secteur 1)	66
Tableau V.9: Bilan technico-économique des diamètres choisis	66
Tableau V.10: Les critères de choix sont représentés.....	68
Tableau V.11: Le bilan de consommations et l'apport journalier d'eau	72

Chapitre VI : Calcul de l'installation goutte a goutte

Tableau VI.1: Caractéristique de la conduite de la rampe	84
Tableau VI.2: Calculs hydrauliques de la porte rampe	84
Tableau VI.3: Caractéristiques de la conduite de la porte rampe principale à la sortie de la borne	84

CHAPITER VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1: devis quantitatif des travaux réalisés	89
Tableau VII.2: Volume et cout des travaux total	90

Liste des planches

Planche I – plan de Projection du réseau de distribution du périmètre de kachout W .Mascara

Planche I– Plan d'occupation de sol du périmètre de kachout W .Mascara

Planche III – Profil en long du tronçon (R-B7) de la conduite principale du périmètre de kachout W .Mascara

Planche IV– Réseau d'irrigation goutte à goutte du périmètre de kachout W .Mascara

Planche V– plan de la station de pompage kachout W .Mascara

Introduction Générale

Pour le bien des fellahs et afin d'utiliser l'eau à bonne escient, les autorités compétentes ont pris en charges le dimensionnement du réseau d'irrigation à partir de l'ouvrage de prise d'oued avec un système de pompage.

L'utilisation de l'eau de l'oued permettra de développer l'agriculture au niveau de cette région et d'améliorer les conditions de vie des agriculteurs et stopper l'exode rural.

Cette situation à placer la question de la ressource en eau et de sa disponibilité parmi les priorités de taille que les pouvoirs publics ont prise en charge en vue de répondre à des demandes sans cesse croissantes à prendre obligatoirement en considération.

C'est pourquoi la politique actuelle adoptée par les autorités compétentes en charges des ressources en eau vise à promouvoir l'offre par d'importants investissements à travers la construction des infrastructures telles que les ouvrages de déviation et de prise avec station de pompage.

Le présent travail a pour but d'équipé notre périmètre avec des systèmes d'irrigation qui permet l'amélioration de la l'agriculture dans cette région, en prenons en considération la rareté de l'eau et le terrain très accidenté.

Pour cela on va projeter un réseau d'irrigation goutte-à-goutte, qui est caractérisé par son économie en eau; donnant de faibles quantités d'eau pendant plusieurs jours. Le goutte-à-goutte implique un réseau dense de conduite de faible diamètre sur les quelles sont montés des dispositifs calibrés capables de réduire la pression.

Pour bien mener ce travail nous avons scindé notre travail en sept chapitres qui sont :

- Etude pédoclimatique
- Etude hydrogéologique et hydrologique
- Calcul des besoins en eau des cultures
- Dimensionnement de réseau ramifié
- Etude de la station de pompage
- Calcul de l'installation goutte à goutte
- Organisation de chantier

Chapitre I :
Etude pédoclimatique

I-1) Introduction :

Avant tout projet d'irrigation, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu notamment le périmètre irrigué, et les facteurs qui influent sur la conception du projet, parmi eux, nous citons : les données climatiques, ainsi que les paramètres agronomiques de la zone d'étude qui vont nous permettre de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation du réseau d'irrigation.

I-2) la situation géographique de périmètre :

Le périmètre d'étude est situé dans la commune AIN FERRAH à 60 Kilomètres au Nord-Est de la ville de MASCARA s'étend sur une superficie totale de 500 Ha entre les parallèles $35^{\circ} 27' 18''$ et $35^{\circ} 28' 12''$ Nord et la longitude $0^{\circ} 42' 28''$ et $0^{\circ} 44' 21''$ Est.

- ❖ On peut indiquer comme limites approximatives.
- ❖ Du côté Est le village de Djilali Ben Amar.
- ❖ A l'ouest village de Douar Oulad Ahmed Ben Aissa.
- ❖ Au nord village de Douar El Khedam.
- ❖ Et au sud village Bni Attah.

La situation géographique de la zone d'étude est présentée sur la Figure(1) :

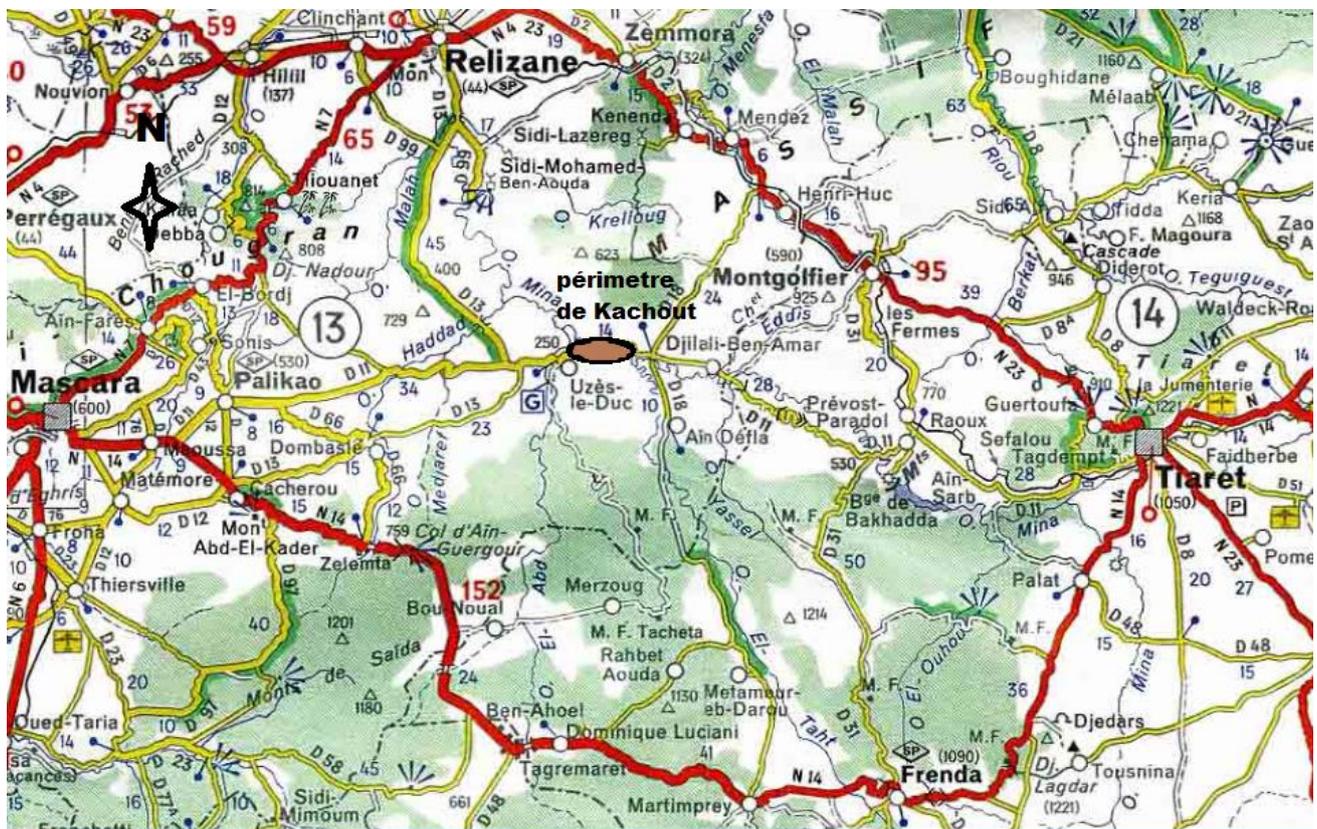


Fig. I-1 : Situation géographique de la zone d'étude. ECH (1/500000)

I-3) La géomorphologie du périmètre :

Les collines et montagnes au Sud et Nord-Est du périmètre de kachout, sont constituées de formations tertiaires, dont la composition minéralogique est variable. Les roches les plus importantes sont :

- ❖ les calcaires
- ❖ les marnes
- ❖ les grés

Du point de vue morphologie, la plaine du périmètre est à subdiviser en sous bassins versants, ayant donné naissance au relief ondulé caractérisé par trois parties :

- ❖ les dépressions,
- ❖ piedmont,
- ❖ terrasse alluviale.

L'aire d'étude est donc formée d'un ensemble de collines à faibles altitudes et de plaine alluviale plus ou moins large.

Ce relief bien que présentant des avantages certains pour le développement et agricole, et au changement de pente entre les sous bassins existants au sein du périmètre.

Les eaux de ruissellement ont tendance à provoquer des inondations et à influencer sur les conditions de la production agricole au niveau des terrasses et alluvions du périmètre constituant les terres basses dont les pentes n'excédant pas 3% sont considérées comme des terres irrigables.

Ces terres correspondent aux sols formés sur des alluvions.

I-4) climat

L'étude du climat, est une étape primordiale dans les projets hydro-agricoles, puisqu'elle permet de quantifier les paramètres intervenant dans le choix des cultures et le dimensionnement des réseaux d'irrigation

I-4-1) Caractéristiques de la station météorologique

La station climatique existante, susceptible d'être considérée comme représentative de la région d'étude, et possédante des données fiables, est celle de Mascara.

La station climatique est située non loin de la zone d'étude à 511.00 m d'altitude.

Les caractéristiques géographiques de la station sont présentées ci-dessous :

Tableau I-1: Caractéristiques géographiques de la station de LOUHOU.

Station	Latitude (nord),X(°)	Longitude (E /W), Y(°)	Altitude Z,(m)
Mascara	35,60	00.09	511

Source l'ANRH de la wilaya de Mascara

I-4-1-1) Température de l'air

Le bassin subit dans l'année deux grandes saisons caractéristiques aux termes des températures qui semblent partager le cycle climatique en deux périodes nettement inégales et irrégulières. Un semestre continental froid s'étend de novembre à mars dont la température moyenne avoisine les 8-10°C, et un semestre modéré à sec et chaud à l'intérieur des continents; la température moyenne est estimée à 17°C sous l'influence du régime marin. En période estivale sévère les maxima absolus peuvent atteindre les 40°C, voire 45°C en temps de sirocco. La proximité de l'influence de la mer fait que les températures saisonnières, régulées en tous les mois de l'année, ne s'abaissent jamais en dessous de 0°C, d'où l'absence d'observation des phénomènes de gelée et de verglas

Tableau I-2: Répartition mensuelle de la température de l'air (Tmoy), en C°

Station	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Tmoy	7.8	9.2	10.5	12.9	16.7	21.3	25.4	29.7	22.3	17.3	12.3	8.5

Source l'ANRH de la wilaya de Mascara

I-4-1-2) Pluviométrie

La pluie interannuelle qui ressort de la carte de référence de l'ANRH donne 520 mm Pour Mascara, dont la période correspond à des séquences très humides, d'où il est logique de réduire cette valeur d'un taux lié à la sécheresse subie par l'ouest du pays qui représente pratiquement un peu plus de 10 à 15% de déficit pluviométrique pour les trois dernières décennies. Donc, la pluie moyenne interannuelle est estimée à près de 444 mm, donnant un léger déficit pluviométrique par rapport à la carte des précipitations, éditée en période connue par l'ANRH.

Tableau I-3: Pluviométrie moyenne mensuelle de la période (1981-2011).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Pré en (mm)	48,63	39,0	30,0	33,7	26,6	9,07	3,09	9,70	16,9	25,3	29,5	37,0

Source l'ANRH de la wilaya de Mascar

I-4-1-3) Vitesse du vent

Les valeurs mensuelles et annuelles de la vitesse du vent enregistrées au niveau de la station climatologique de Mascara sont présentes dans le tableau ci-dessous :

Tableau I-4: Les vitesses moyennes mensuelles (m/s) (2000-2011)

Station	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Mascara	2.7	3	3.1	3.1	3.1	3.0	2.8	2.8	2.7	2.4	2.5	2.6	2.5

Source l'ANRH de la wilaya de Mascara

Les vitesses du vent sont relativement faibles et homogènes durant toute l'année. La moyenne annuelle est de 2.5 m/s.

I-4-1-4) Nombre de jours de sirocco

Il s'agit d'un vent du sud pouvant causer aux cultures des dégâts très importants par l'élévation brutal des températures et la diminution de l'hydrométrie de l'air qu'il entraîne

Tableau I-5: Le nombre de jours de sirocco.

Mois	J	F	M	A	Mai	Juin	Juil	Ao	S	O	N	D
Nbr de jours	0	0	0	1	1	2	3	4	1	0	0	0

Source l'ANRH de la wilaya de Mascara

I-4-1-5) L'insolation :

Les valeurs moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau I-6: L'insolation moyenne mensuelle (2000-2011)

Mois	J	F	M	A	Mai	Juin	Juil	Ao	S	O	N	D
Insolation (h)	170	182	220	238	276	329	341	323	260	230	176	158

Source l'ANRH de la wilaya de Mascara

I-4-1-6) Humidité relative

L'humidité relative de l'air décroît du littoral vers l'intérieure. Nous enregistrons au niveau de Mascara une humidité moyenne mensuelle qui se situe aux environs de 70%. La distribution mensuelle de l'humidité de l'air est donnée ci-dessous.

Tableau I-7: Répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air en %

Station	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ann.
Mascara	78.6	80.6	74.5	72.8	67.8	61.4	54.4	57.2	63.3	70.2	75.7	80.2	69.7

Source l'ANRH de la wilaya de Mascara

I-4-1-7) Evaporation

La répartition mensuelle illustre notamment ce type de variations irrégulières dont les écarts par rapport à la moyenne est nettement considérable pendant la journée. C'est l'effet caractéristique du climat continental qui agit directement sur le comportement des facteurs évaporant. La tranche d'eau maximale brute évaporée annuellement sur une surface libre est estimée à près de 1247mm. Le calcul de valeurs de l'évaporation est donné par le tableau ci-dessous.

Tableau I-8: Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne (mm)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
ETP (mm)	133	88	59	44	47	59	89	113	132	156	173	157	1247
P%	10.4	7.1	4.8	3.6	3.8	4.8	7.1	9.1	10.6	12.5	13.9	12.6	100

L'examen de ce tableau montre que l'évaporation est importante pendant la période allant de Mai à Septembre et elle est faible du mois d'octobre à Février.

I-4-2) 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-4-2-1) Indice de Martonne

L'indice d'aridité de De Martone 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 :

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

Avec : **I** : indice climatique.
P : précipitation moyenne annuelle (mm).
T : température moyenne annuelle (°C).

Tableau I-9 : Classification de climat selon Mr Martonne

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

Pour : $P = 444$ mm/an $T = 16.15^\circ\text{C}$

On aura : $I = \frac{P}{T+10} = 16.97$

Selon l'indice d'aridité calculé, on constate d'après la classification ci-dessus que la région est soumise à un régime de climat Sec par conséquent, l'irrigation est Nécessaire.

I-4-2-2) Quotient pluviométrique d'EMBERGER :

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

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

Tel que :

P : Précipitation moyenne annuelle de la région en (mm)

M : Température moyenne maximale du mois le plus chaud en (K°)

m : Température moyenne minimale du mois le plus froid en (K°)

Pour : P = 444 mm

M= 29.7°c

m= 7.8°c

On aura **Q = 52.14**

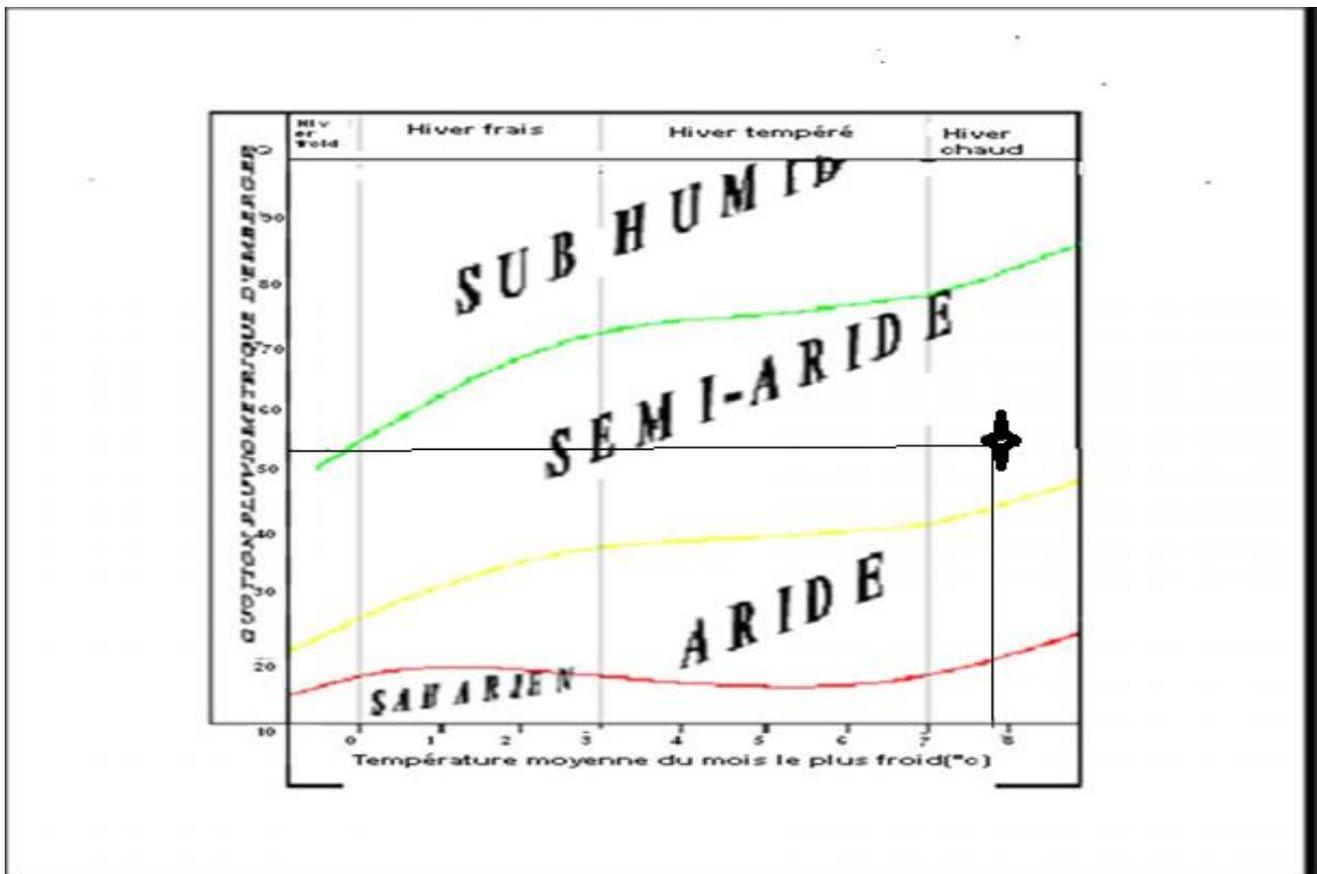


Fig. I-2: Diagramme bioclimatique d'EMBERGER

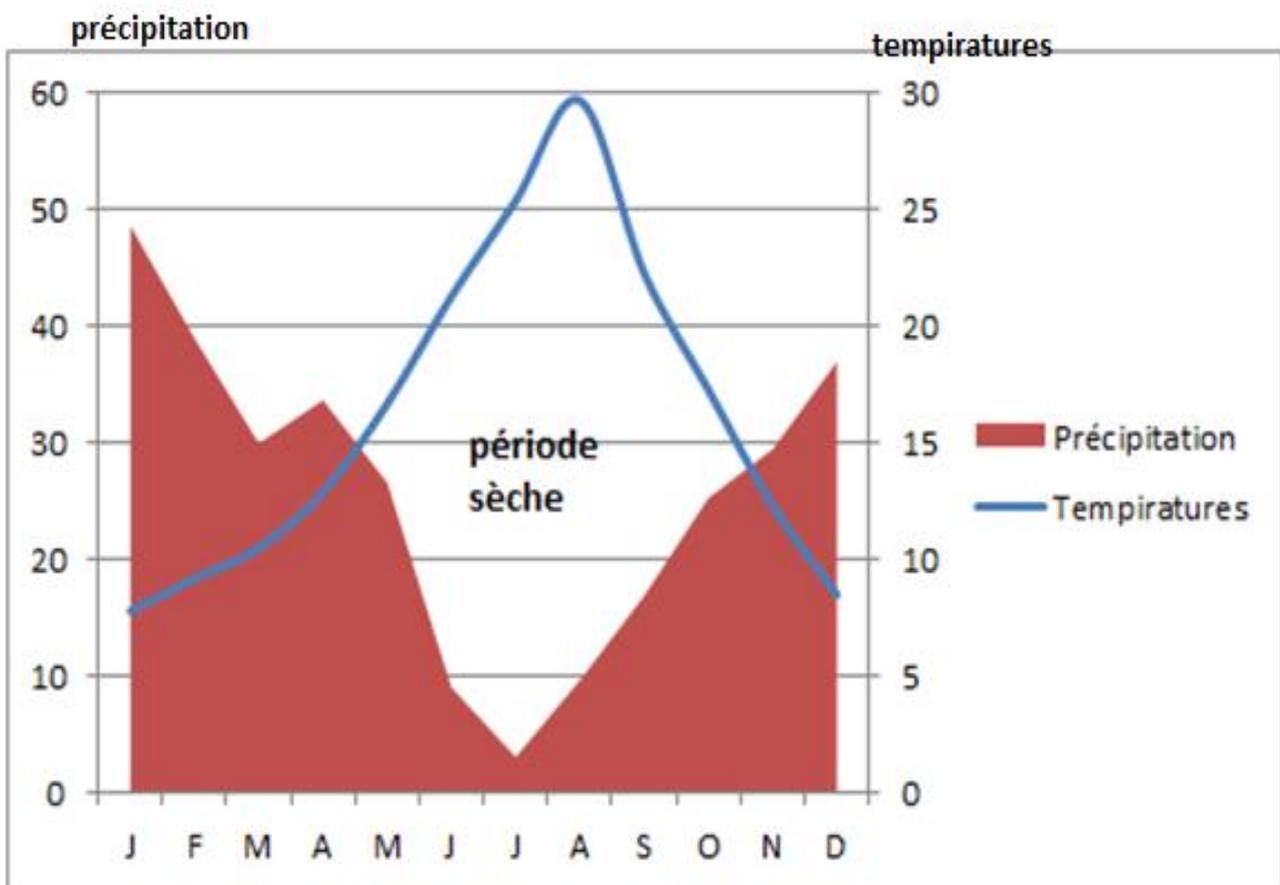
D'après le Diagramme bioclimatique d'Emberger (Fig. I-2), on peut dire que le climat de la région de la zone d'étude est caractérisé par :

- ❖ Etage bioclimatique : semi-aride
- ❖ Sous étage : hiver coud

I-4-2-3) Diagramme ombrothermique de Gaussen :

Dans cet indice, on considère qu'un mois est sec quand le cumul des précipitations exprimées en millimètre est inférieur au double de la température, c'est-à-dire quand le rapport $P/T < 2$, ce diagramme ombrothermique permet la détermination de la période sèche.

Lorsque la courbe des précipitations passe au-dessous de la courbe des températures, la période qui s'étale entre les points d'interactions des deux courbes correspond à la durée de la période sèche.

**Fig. I-3 :** Climogramme de Guassen

D'après le graphe I-3, on voit que la période sèche s'étale du mois de Mai, jusqu'au mois de octobre.

I-5) Ressource en sol.

L'étude des ressources en sol a pour but de définir les sols destinés aux cultures, ou de localiser les zones aptes à la mise en valeurs en irrigation, ainsi que les caractéristiques hydrodynamiques de ces sols indispensables pour le calcul des doses d'arrosage et l'emplacement des réseaux d'irrigation et de drainage.

I-5-1) Classification des sols

L'étude pédologie du plateau de kachout a fait ressortir quatre types de sol :

- M1. Les sols bruns calcaires
- M2. Les sols châtaîns
- M3. Les sols bruns calcimagnésiques.
- M4. Les sols fersiallitiques

Ces types de sol apparaissent relativement homogènes, ils ont une texture riche en colloïdes minéraux liées à une richesse en matière organique.

I-5-2) Description des profils pédologiques

Les études pédologiques et hydrodynamiques faites sur la zone identifiée pour implanter le périmètre de kachout ont permis d'établir la carte pédologique et d'identifier six (6) grandes unités cartographiques comme indiquées dans le tableau suivant :

Tableau I-10 : Répartition des grandes unités cartographiques de la carte des sols

Unités	CONS	SMB	SPEC	Cravats	SBC	SPEA
Surface %	24,72	2,9	3,7	0,04	4,86	63,70

Source l'ANRH de la wilaya de Mascara

D'après les indications de ce tableau, les sols peu évolués d'apport alluvial (SPEA) et les constructions (CONS) représentent respectivement environ 64 % et 25 % de la superficie total, le reste du périmètre étant occupé par des sols minéraux (SMB) (3 %), les sols bruns calcaires (SBC) (5 %), des sols peu évolués d'apport colluvial (SPEC) (3,5 %) et des zones perturbées (< 1 %).

I-5-3) Propriétés hydrodynamiques des sols

Les résultats des essais de perméabilité montrent que la perméabilité varie de 0,3 m/h à 4,2 m/h.

Tableau I-11: Répartition des classes de perméabilité des sols de la plaine de kachout

Classe	Sols perméables Classe IV	Sols moye perméables Classe III	Sols peu perméables Classe II	Sols non perméables I
Superficie en %	12,7	47,8	10,0%	29,5%

D'après le **tableau I-11**, il ressort que plus de 60 % des sols de la plaine sont perméables à moyennement perméable

I-5-4) Analyse physico-chimique des sols

L'analyse physico-chimique faite au laboratoire nous a permis d mieux apprécier les propriétés en particulier texturales et hydrodynamiques de notre sol. Ces analyses moyennes des profils sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I-11 : Résultats des analyses des échantillons de sol

Profondeur (cm)		0 - 25	25 - 80	80 -150	> 150
Granulométrie	Argile %	40	39	42	44
	Limons fins %	33	30	29	32
	Limons grossiers %	12	10	11	8
	Sables fins %	8	12	11	6
	Sables grossiers %	7	8	9	10
Matière organique	C %	1,13	0,8	0,8	0,6
	MO %	1,9	1,3	1,3	1,03
	N %	0,125	0,10	0,08	0,07
	C/N	9	8	10	8,5
PH		7,5	7,2	7,3	7,6
CEC Cmol/kg	Ca	16	15	16	17
	Mg	5	8	6	7
	K	2	3	3	3
	Na	1	1	2	1
	S	24	26	25	28
	T	24	26	25	28
	S/T	100	100	100	100

Le sol est de texture argileux-limoneux à limoneux argileux, avec une bonne teneur en matières organiques, ne présente pas de risque salin.

I-5-5) Aptitude du sol aux cultures :

La carte des aptitudes culturales a été élaborée sur la base des propriétés morphologiques et physico-chimiques des sols.

I-5-5-1) Aptitude aux cultures arbustives :

Sols possédant une aptitude bonne à moyenne. Cette catégorie doit avoir une profondeur d'au moins de 80 cm. Une texture moyenne à fine ou le taux d'élément grossier ne dépasse pas les 33% un taux de calcaire actif inférieur à 16% et un PH situé entre 5 et 7,8.

Cette catégorie regroupe les cultures suivantes : l'olivier, l'amandier et le figuier. Les mêmes exigences que la première catégorie sauf que la texture est fine. Cette catégorie regroupe le Pêche le prunier, l'abricotier et l'olivier.

I-5-5-2) Aptitude aux cultures maraichères :

Sol possédant une bonne aptitude aux cultures maraichères, ils doivent jouir d'une profondeur minimum de 50 cm, une texture moyenne fine et une conductivité électrique inférieure ou égale à 4 mmhos/cm. Les sols M₁ sont aptes à toutes les cultures maraichères sans exception.

les sols de cette catégorie doivent posséder une texture fine et une conductivité électrique proche de 4(CE >2). C'est à dire un PH légèrement alcalin. Cette catégorie regroupe les cultures suivantes : l'artichaut. Le chou-fleur, l'épinard et l'asperge.

M₃ : les sols de cette catégorie doivent avoir une texture grossière ou les éléments grossiers ne dépassant pas les 55% avec un PH proche de la neutralité. Les cultures sont : l'artichaut, l'oignon et la carotte.

I-5-5-3) Aptitude aux cultures industrielles :

Cette catégorie d'aptitude culturale doit avoir une profondeur supérieure à 0,8 m. Une texture moyenne à fine, une conductivité électrique inférieure ou égale à 2 mmhos/cm, et un taux de calcaire actif inférieur à 20%. Les cultures sont la Betterave à sucrière, le coton, le tournesol et le lin.

Elle exige des sols dont la profondeur doit être supérieure à 50 cm, et une conductivité électrique inférieure ou égale à 4 mmhos/cm. Toutes les textures lui conviennent les cultures pour cette catégorie sont le coton et le tournesol.

I-5-5-4) Aptitude à cultures céréalières et fourragères :

Exige des sols possèdent une profondeur inférieure à 85 cm, une texture moyenne une conductivité électrique inférieure ou égale à 2,5 mmhos/cm et une teneur en calcaire actif inférieure à 25%. Les cultures sont la luzerne, le bersim, le sorgho, le blé dur, le blé tendre Et l'orge. de même que la catégorie C₁, sauf pour la texture qui doit être grossière, les cultures sont les suivantes : le ray-grass, le blé tendre et l'orge

I-6) conclusion:

Les paramètres climatiques et agro-météorologiques indiquent que la zone d'étude est relativement semi-aride. L'introduction de l'irrigation est donc indispensable pour un développement des cultures .

Chapitre II : Etude Hydrogéologique et hydrologique

II-1) Introduction

Dans les projets d'irrigation d'un grand périmètre, la mobilisation des ressources en eau est importantes, car l'aménagement agricole d'un périmètre est tributaire de l'existence de ressources en eau disponibles et suffisantes pour le développement de toutes les spéculations cultivées dans ce périmètre.

Le but principal de ce chapitre est de déterminer les caractéristiques des ressources en eau (retenues, oued, etc.) et de la qualité de l'eau d'irrigation, ainsi que les caractéristiques statistiques des pluies de fréquence données qui vont nous permettre de quantifier les besoins en eau des cultures.

II-2) Ressources en eau

Avant d'entamer une étude d'un projet, il faut d'abord localiser et quantifier les ressources en eau nécessaire à l'irrigation. Pour cela on va présenter les ressources en eau qui peuvent alimenter notre zone d'étude.

II-2-1) Présentation du bassin versant de l'Oued Mina

Le bassin de l'Oued Mina se situe dans la partie nord-ouest de l'Algérie. Il se trouve entre 0° 20' et 1° 10' de longitude Est et entre 34° 40' et 35° 40' de latitude Nord, Il fait partie du grand bassin versant « Chélif-Zahrez » et compte parmi les principaux affluents de l'Oued Chelif. a une superficie de 892,21 km² et de périmètre de 162,00 km avec une altitude moyenne 650 m et la forte incision du relief dans ce secteur.

II-2-2) Ressources en eau superficielles

Concernant la mobilisation des ressources hydriques dans la région, les travaux de réalisation d'un barrage d'une capacité de 7 millions de m³ sont en cours dans la zone d'Oued TAHT, dans la commune d'Ain Ferrah, située aux limites des wilayas de Mascara 10 km aux Ouest de la plaine de KACHOUT.

Une partie des eaux de ce barrage sera consacrée à l'AEP des habitants de la région et l'autre partie sera destinée à l'irrigation de la plaine de KACHOUT.

Le Barrage de Sidi M'hamed Benaouda est né en 1978, c'est un Barrage important sur cette région il à plus de 33 années de service à ce jour.

Il s'agit en première position de répondre à des besoins essentiellement pour l'alimentation en eau potable pour le village de Sidi M'hamed Benaouda et la ville de Relizane par des hachures permanent, en deuxième position répondre à des besoins agricoles par des lâcheurs d'irrigation modulée du printemps à l'automne et renforcées en été pour le périmètre de la mina.

Les caractéristiques du barrage de Sidi M'hamed Benaouda sont résumées comme suit :

Type : homogène en terre.

Capacité : 153.710 hm³ à la cote normale 180,00.

Volume régularisable : 80 hm³.

Longueur de la digue : 890 m.

Largeur de la digue sur la basse : 200 m.

Largeur de la digue en crête : 10 m.

Evacuateur de crues en rive gauche : Circulaire forme de tronc de cône, débit =4400 m³/s.

Prise d'eau : 11 m³.

Début de travaux : 1973.

Mise en eau : 1977.

Vidange de fond : 1-Vidange gauche : 250 m³/s.

2-Vidange droit : 105 m³/s, Orifice de dévasement : (2,1 m³/s) x 4.

II-2-3) Ressources en eau souterraines

On distingue dans la région Une nappe phréatique à 80m de profondeur qui fournit l'essentiel des

Débits souterrains. Cette nappe alimentée principalement à partir d'infiltration des oueds contribuent pour une part non négligeable à son alimentation, et les pertes des systèmes d'irrigation traditionnel par canaux en terre avec les eaux de précipitation.

II-2-4) Qualité de l'eau d'irrigation

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

Les valeurs de concentration des éléments physico-chimique d'eau d'irrigation d'oued MINA Sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II-1: concentration des éléments physico-chimique d'eau d'irrigation

Paramètres	La valeur min	La valeur max	La valeur moy
CE(mmhos/cm)	0.39	0.47	0.433
PH	7,5	8	7.7
Ca ²⁺ (mg/l)	50	128	89
Mg ²⁺ (mg/l)	95	129	112
Na ⁺ (mg/l)	72	108	90

Source l'ANRH de la wilaya de Mascara

II-2-5) La conductivité électrique

C'est un paramètre physique très important, car il traduit le degré de minéralisation des eaux, Il permet d'avoir rapidement l'ordre de la minéralisation globale de l'eau, 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, selon la classification américaine :

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

Classe	Conductivité électrique CE (mmhos/cm)	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

Les résultats obtenus (Tab. 2) montrent que les eaux d'oued ont une conductivité électrique comprise entre 0.39 et 0.47 (mmhos/cm) avec une moyenne de 0.433(mmhos/cm), soit donc un risque moyen pour les cultures.

II-2-6) Taux d'absorption du Sodium (SAR)

Si l'eau est riche en Sodium, celui-ci peut se fixer sur le complexe du sol et exercer alors une action défloculation. Pour apprécier le risque alcalin, on compare donc la concentration en ions Na^+ et celle en ions Ca^{++} et Mg^{++} . Quatre classes de danger d'alcalinisation ont été définies en relation avec le risque salin.

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

Tableau II-3 : Classification des eaux en fonction du SAR

Classe	S.A.R.	Danger d'alcalinisation
S1	$\text{SAR} \leq 10$	Risque faible
S2	$10 < \text{SAR} \leq 18$	Risque moyen
S3	$18 < \text{SAR} \leq 26$	Risque élevé
S4	$\text{SAR} > 26$	Risque très élevé

D'après les résultats concernant le SAR, on constate que la proportion du sodium adsorbée est comprise entre 8 et 9.54 ce qui affirme un très faible apport du sodium à la solution du sol selon la classification du SAR (TAB. 3).

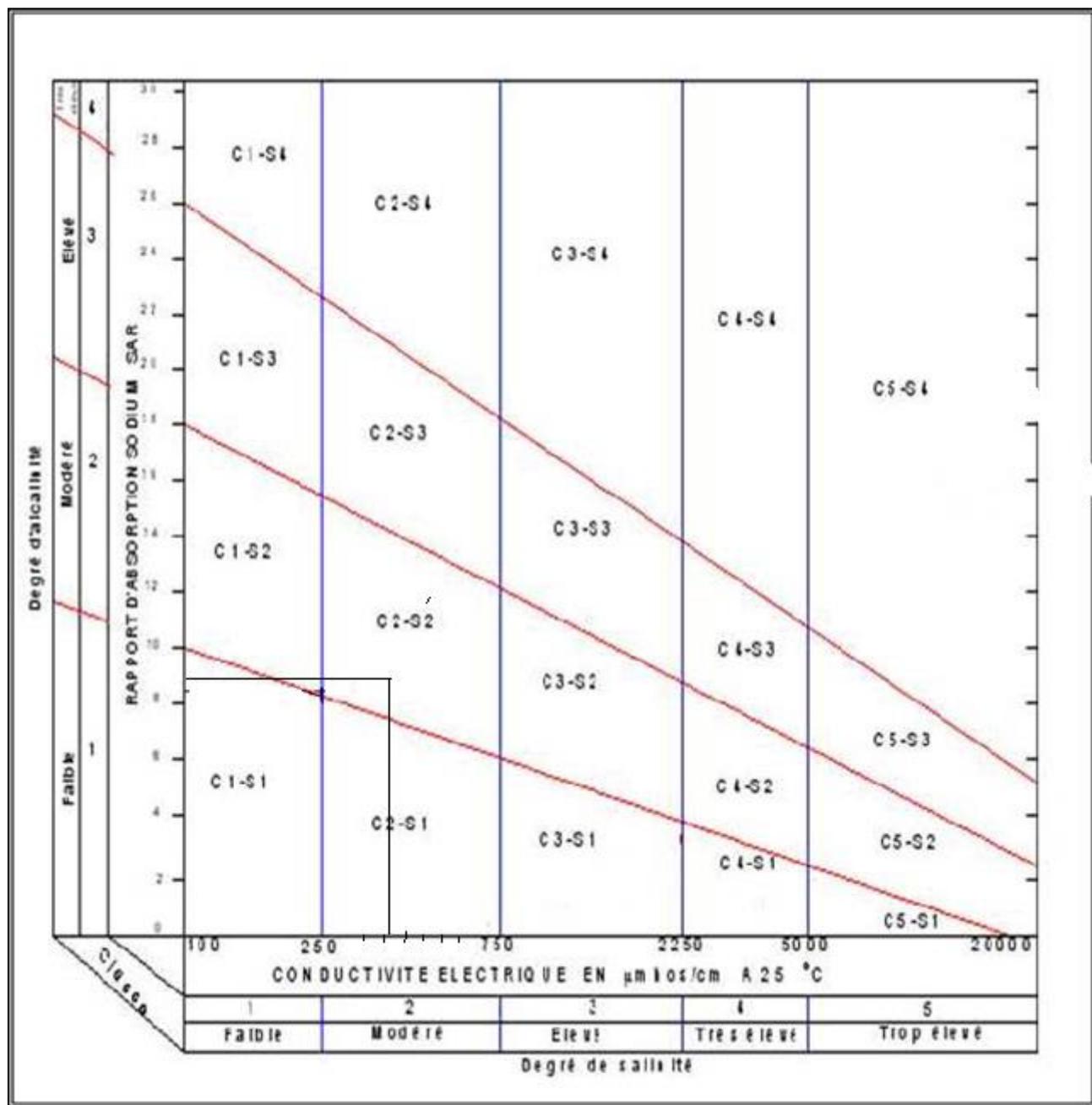


Fig. II.1 : Diagramme de classification des eaux d'irrigation

En se référant au diagramme de classification des eaux d'irrigation (**Figure II -1**), on peut affirmer que notre eau est caractérisée par une salinité moyenne avec un risque d'alcalinité moyen aussi, elle est classée donc (C2-S2), ce qui montre que la qualité des eaux est acceptable pour l'irrigation.

II-3) Étude Hydrologique

L'étude hydrologique est nécessaire dans les projets d'irrigation, elle permet de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquence donnée qui nous a conduits à calculer les besoins en eau des cultures implantées.

II-3-1) Choix de la station pluviométrique

Compte tenu de la position géographique de notre périmètre, les conditions de Choix de la station sont les suivantes :

- ❖ Localisation géographique, proche au périmètre
- ❖ Les relevés de la station sont récents et s'étalent sur une période d'observation acceptable
- ❖ L'altitude de la station pluviométrique a une valeur proche de l'altitude moyenne du bassin versant.

A notre cas, la région d'étude dispose d'une seule station pluviométrique gérée par l'Agence Nationale des Ressources en Hydrauliques (ANRH), Les Caractéristiques principales de la station pluviométrique de la station sont présentées comme suit :

TableauII-4: Caractéristiques principales de la station pluviométrique :

Nom de la station	Code	Coordonnées en Lambert		Altitude (m)	Période d'observation	N. d'années observées
		X(Km)	Y(Km)			
LOUHOU	012915	363.9	209.15	1040	1973-2011	38

Source ANRH(ALGER)

Les pluies mensuelles de la station pluviométrique LOUHOU sont données dans le tableau Suivant:

Tableau II-5: Pluies moyennes mensuelles observées au niveau de station de LOUHOU :

Années	Sept	oct	nov	Dec	Jan	fév	mars	avri	Mai	Juin	juil.	aout	total
1981/82	0	0	0	21,6	62,6	49,2	0	76,2	34,6	3,3	0	1,1	248,6
1982/83	5,5	0	13,8	34,3	0	29,8	13,3	4,3	10,5	0	0	0	111,5
1983/84	0	0	28,1	35,4	32,6	35,4	22,3	13,3	0	0	0	9	176,1
1984/85	5,3	21,5	47,5	18,2	36,5	18	75,3	3,8	44	0	0	4,8	274,9
1985/86	12	13,9	17,3	51,4	53	50,9	110,3	10,9	6,4	1,6	0	0	327,7
1986/87	22,3	42,8	18,5	24	52,2	88,5	13,1	8	19,2	0	14	0	302,6
1987/88	21	23,3	40,4	39,4	40,6	24,2	19,2	25,1	38,3	17,3	0	1	289,8
1988/89	26,8	19,7	31,3	17,3	31,3	18,3	78,5	59,8	27,9	27,8	1,7	77,6	418
1989/90	15,6	1,7	10,6	16,4	86,8	0	11,8	39,8	49,7	10,5	0	2,2	245,1
1990/91	18,3	10,7	35,7	53,9	26,6	54,4	34,5	16,2	19,5	26,2	5,9	11,6	313,5
1991/92	2,4	47,9	9,9	15,7	41	16,2	54,7	45,8	66,5	11,5	16,3	4,1	332
1992/93	15,3	7,5	12,9	25,4	5	40	12	19,1	54,8	0	0	7,2	199,2
1993/94	30,6	28,5	12,5	48,6	52,1	39,1	6,5	17,7	4,1	0	0	10,1	249,8
1994/95	62,6	43,2	25,1	18,2	67,6	20,2	34,1	16,2	2,3	0	0	14	303,5
1995/96	34	32,8	19	50,7	107,2	88,4	61,1	58,7	30,7	14,6	16,1	7,5	520,8
1996/97	15,7	11,6	3,5	44,4	60,8	4,2	0	106,7	22,1	0	0	69,3	338,3
1997/98	66,9	20,5	106,3	58,4	15,6	14	11,3	67,8	32,6	1,8	0	0	395,2
1998/99	0	10,6	14,1	21,5	103,4	41,9	106,2	0	9,2	4,8	0	1	312,7
1999/00	33,5	61	29,8	81	0	0	11,7	28,8	12,1	7,3	0	0	265,2
2000/01	12,5	42	46,7	28	71,4	67,1	5,2	35,4	15,3	0	1,2	0	324,8
2001/02	11,9	1,4	34,5	29,1	5	5,4	5,6	25,3	45,8	6,1	0	12,6	182,7
2002/03	0	24,3	58,8	52	89,1	81,4	11,8	54	16,2	33,8	0	5,2	426,6
2003/04	0	61,2	42,2	85,2	23	54,8	13,5	57,8	70,7	25,6	4	18,2	456,2
2004/05	12,1	23,1	29,3	82	29,2	16	10,2	5,8	2,9	3,6	3,7	0	217,9
2005/06	34,7	28,6	56,1	27,7	119	100,2	6,7	25,2	14,7	0	0	0	412,9
2006/07	10,9	8,2	38,7	40,2	54	39,5	30,5	51,2	9,3	0,2	5	0	287,2
2007/08	8,3	90,4	33,6	3,4	4,6	9,4	11,2	11,5	62,9	13,3	8	0,6	257,2
2008/09	21,5	47,8	36,7	50	77,9	12,8	46,3	65,1	23,2	0	2	0	383,3
2009/10	6,8	0,5	12,4	20,7	53,5	61,8	71,6	11,2	11,6	0	0	33,8	283,9
2010/2011	2,8	36	20	6,9	37,4	42,6	11,6	41,4	43,3	10,8	0,8	0	253,6

La répartition des précipitations est irrégulière et variable suivant les mois et les années. Ces pluies sont nettement faibles pour les mois de juin, juillet et août, maximales en hiver durant les mois de Février

II-3-2) Homogénéité de la série pluviométrique

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon : C'est le plus puissant des tests non paramétrique soient 2 variables aléatoires Y et X, représentant respectivement 2 séries de précipitations annuelles de taille N1 et N2, Y étant la série à étudier et X étant la série de base avec N2 > N1. Si l'échantillon Y nouveau YUX est également issu de la même population que l'échantillon [1].

- On classe les éléments de ce nouvel échantillon YUX par ordre décroissant et on associe à chacune des valeurs de rang qu'elle occupe dans cette nouvelle série. Si une valeur se répète plusieurs fois, il faut lui associer le rang moyen qu'elle détermine.
- La condition pour que la série soit homogène est :
- $W_{min} < W_y < W_{max}$
- W_y : représente la $\sum \text{rangs } Y_i$ et c'est celle qui nous intéresse

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

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

- N1 : Taille de l'échantillon X ;
- N2 : Taille de l'échantillon Y ;

D'après le Test de Wilcoxon on a.

$$W_y = 182 \quad , \quad W_{min} = 169.35 \quad ; \quad W_{max} = 264.64$$

Donc : $169.35 < W_y < 264.64$

La condition de Wilcoxon $W_{min} < W_y < W_{max}$ est vérifiée, donc la série des précipitations moyenne annuelle de la station de LOUHOU est homogène.

Tableau II -6 : Test d'homogénéité de la série pluviométrique.

Rang	Série d'origine	Série X (mm)	Série Y (mm)	TRI (mm)	Xunion Y
1	248,6	248,6	520,8	520,8	Y
2	111,5	111,5	338,3	456,2	Y
3	176,1	176,1	395,2	426,6	Y
4	274,9	274,9	312,7	418	X
5	327,7	327,7	265,2	412,9	Y
6	302,6	302,6	324,8	395,2	Y
7	289,8	289,8	182,7	383,3	Y
8	418	418	426,6	338,3	Y
9	245,1	245,1	456,2	332	X
10	313,5	313,5	217,9	327,7	X
11	332	332	412,9	324,8	Y
12	199,2	199,2	287,2	313,5	X
13	249,8	249,8	257,2	312,7	Y
14	303,5	303,5	383,3	303,5	X
15	520,8		283,9	302,6	X
16	338,3		253,6	289,8	X
17	395,2			287,2	Y
18	312,7			283,9	Y
19	265,2			274,9	X
20	324,8			265,2	Y
21	182,7			257,2	Y
22	426,6			253,6	Y
23	456,2			249,8	X
24	217,9			248,6	X
25	412,9			245,1	X
26	287,2			217,9	Y
27	257,2			199,2	X
28	383,3			182,7	Y
29	283,9			176,1	X
30	253,6			111,5	X

II -3-3) Ajustement statistique des pluies

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

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

II -3-3 -1) Ajustement des pluies annuelles à la loi de log normal et loi normale :

Le procédé de calcul consiste à:

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

Variable réduite de gauss: $U = \frac{X - \bar{X}}{\delta}$.

Calcul des caractéristiques empirique de loi (X ; δ ; Cv ; $CS=0$).

Le coefficient de variation : $Cv = \frac{\delta}{\bar{X}}$.

L'équation de la droite de Henry sur papier de probabilité gaussien:

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

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

$U_{p\%}$: variable réduit de Gauss.

\bar{X} : Moyenne arithmétique.

δ : Écart type

Pour la mise en œuvre des calculs, nous avons utilisé le logiciel HYFRAN.

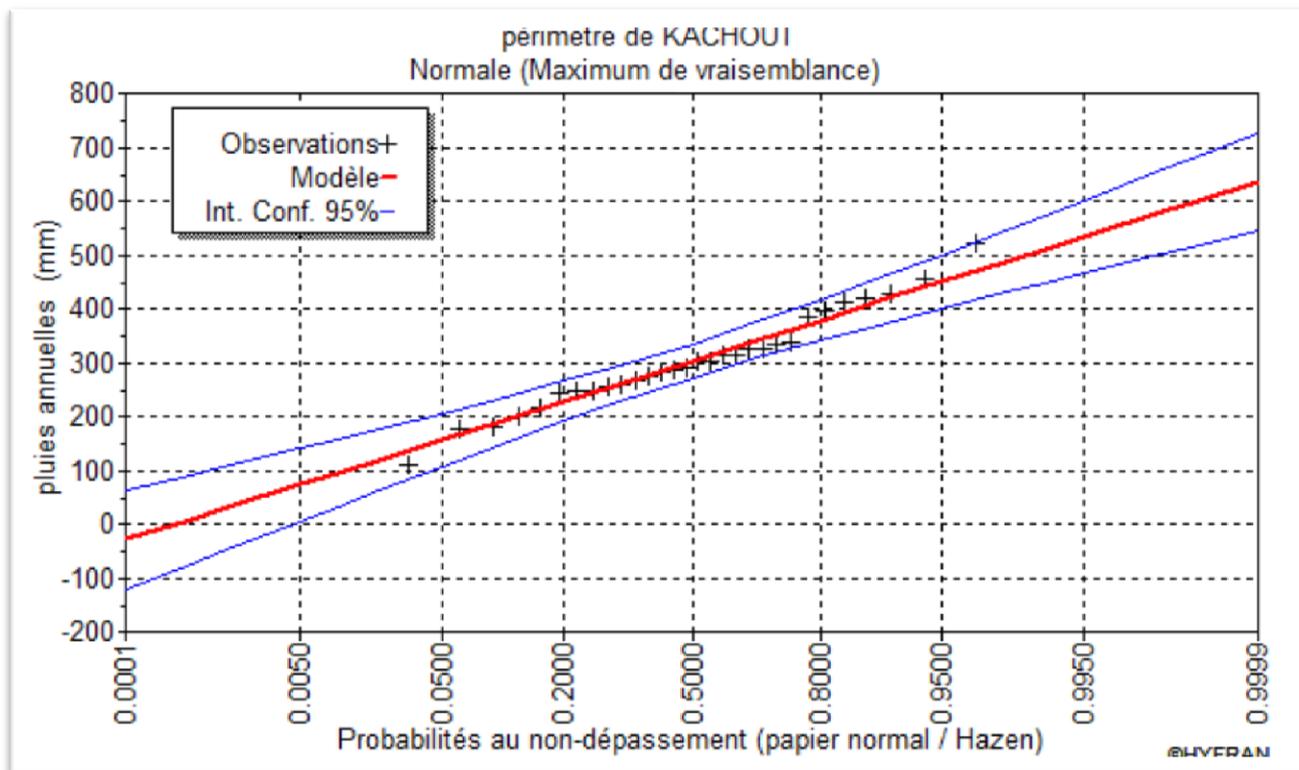


Fig. II -2 : Ajustement des pluies annuelles à la loi Normale

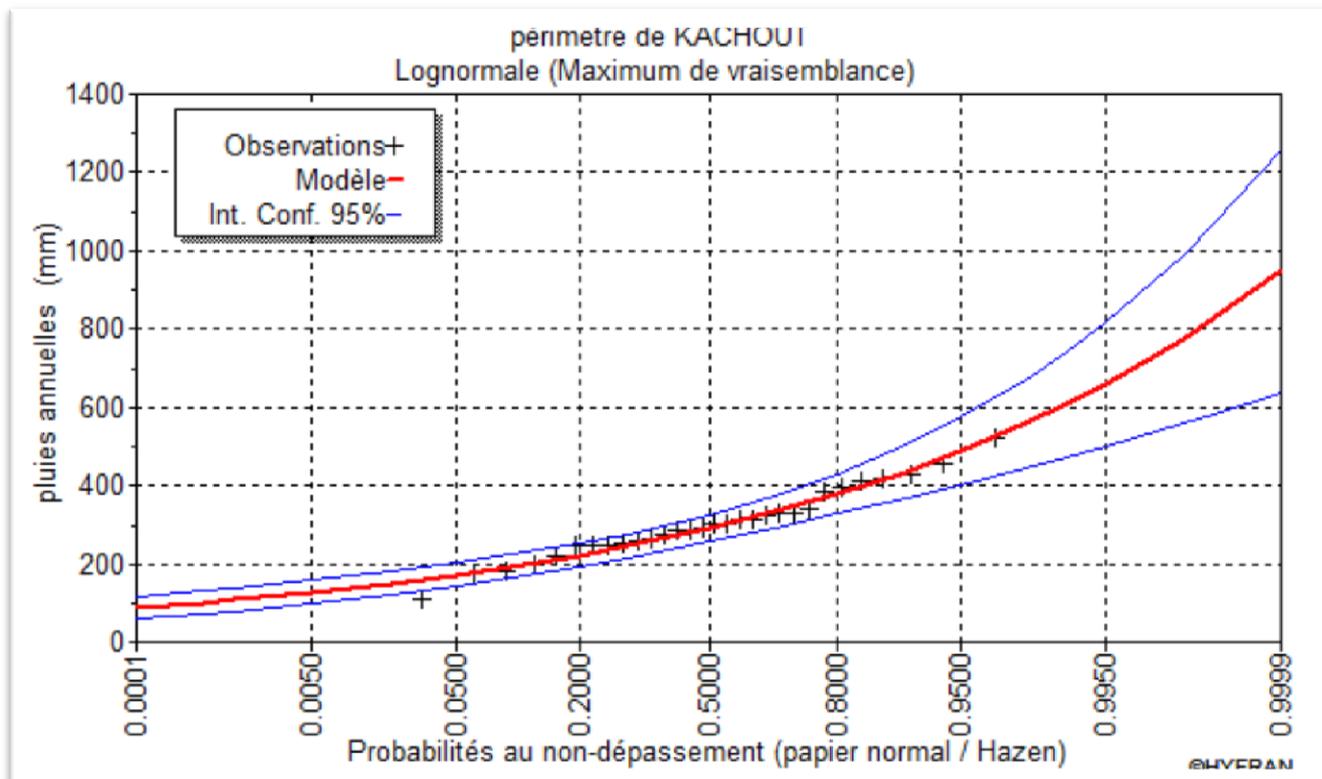


Fig. II -3 : Ajustement des pluies annuelles à la loi log-Normale

Puisque la loi normale est la plus adéquate ; Alors, nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne mensuelle

Tableau II -7: Résultat de l'ajustement (loi Normale)

T=1/q	q= F(X)(probabilité au non-dépassement)				
	T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100	0.99	511.21	31.818	448.83	573.58
50	0.98	486.84	29.118	429.76	543.92
20	0.95	450.28	25.286	400.71	499.85
10	0.9	417.78	22.198	374.27	461.3
5	0.8	378.42	19.078	341.02	415.82
2	0.5	303.2	16.322	271.2	335.2
1.25	0.2	227.98	19.078	190.58	265.38

II-3-3-2) détermination de l'année de calcul

Puisque la loi normale est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne mensuelle représentative de la région .L'estimation sera pour l'année sèche de fréquence 80%; on utilise la formule suivante :

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

$P_{\text{moy } 80\% \text{ de chaque mois}}$: Pluie moyennes du mois "i" pour une fréquence de 80% ;

$P_{\text{moy de chaque mois}}$: la moyenne des pluies du mois "i" pour 30 ans d'observation ;

$P_{\text{théorique de } 80\%} = 235.43$ mm : pluie annuelle estimée pour une fréquence de 80% ;

$P_{\text{théorique de } 50\%} = 303$ mm : pluie moyenne annuelle pour 30 ans d'observation

Les résultats sont classés dans le tableau suivant :

Tableau II -8: pluviométrie moyenne pour chaque mois en (mm)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avri	Mai	Juin	juil.	Aou	sept	Oct	nov	déc.
P_{moy} (mm/mois)	48,63	39,09	30,00	33,74	26,68	9,07	3,09	9,70	16,98	25,36	29,51	37,03
$P_{\text{moy } 80\%}$ (mm/mois)	37,79	30,37	23,31	26,22	20,73	7,05	2,40	7,54	13,19	19,70	22,93	28,77

II-4) Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les principales caractéristiques hydrologiques du périmètre d'étude et estimé les pluies mensuelles de l'année de calcul qui seront la base de dimensionnement de notre périmètre d'irrigation.

Les ressources en eau qui servent à l'alimentation du périmètre de KACHOUT seront pris à partir de la prise d'eau sur oued MINA.

Chapitre III :
Calcul des besoins en eau
des cultures

III -1) Introduction

La première étape de l'établissement d'un projet d'irrigation consiste à déterminer les besoins en eau des cultures. 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 pratiques culturales et méthodes d'irrigation.

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

III-2) Les besoins en eau d'une culture

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

L'évaluation des besoins en eau du périmètre est basée sur la détermination des besoins de chaque culture retenue dans le calendrier agronomique. Pour cela on définit :

III-2-1) Calcul de l'évapotranspiration potentielle ou de référence (ET₀)

C'est l'évapotranspiration d'une culture bien fournie en eau où le sol est à sa capacité de retentions, autrement dit c'est la limite maximale de l'évapotranspiration.

Donc pour mieux prédire l'évapotranspiration, on introduit une valeur de référence que l'on définit comme étant le taux d'évapotranspiration d'une surface du Gazon vert, poussant activement dans des conditions hydriques optimales.

III -2-2) Evapotranspiration maximale ou de culture (ETM)

C'est la valeur maximale de l'évapotranspiration d'une culture exempte de maladies, poussant dans un champ jouissant de conditions agronomiques, pédologiques, et climatiques optimales, suivant un stade végétatif donné.

L'évapotranspiration maximale d'une culture est donnée par l'expression ci-dessous :

$$ETM = K_C * ET_0$$

Avec :

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

Il existe plusieurs méthodes d'évaluation de l'évapotranspiration de référence :

- ❖ Méthodes des lysimètres.
- ❖ Méthodes des stations expérimentales
- ❖ Méthodes directes de l'évaporation.
- ❖ Méthodes empiriques.

En ce qui concerne les méthodes empiriques, il existe des formules de calcul dont les principales sont :

- ❖ Penman (1948)
- ❖ Turc
- ❖ Blaney – Cridle
- ❖ Thornthwaite
- ❖ Penman et Monteith modifiée.

En ce qui concerne notre étude, le calcul des besoins en eau des cultures a été effectué

A l'aide du logiciel CROPWAT version 8, qui permet l'évaluation de l'évapotranspiration de référence [2], selon la méthode **Penman et Monteith** modifiée.

III-2-3) Méthode de Penman et Momteith modifiée

L'expérience a montré que l'expression obtenue, prédirait de près, l'évapotranspiration de référence, non seulement dans des régions humides et fraîches comme en Angleterre, mais aussi dans des zones très chaude et semi-aride.

La formule de **Penman & Montheit**, modifiée, se présentant comme suite:

$$ET_0 = C * [W * Rn + (1 - W) * F(u) * (ea - ed)]$$

Où

ET_0 : Représente l'évapotranspiration de référence, exprimée en mm/jour.

W : Facteur de pondération rendant compte de l'effet de rayonnement à différentes températures et altitude.

Rn : Rayonnement net en évaporation équivalente, exprimé en mm/jour.

$F(u)$: Fonction liée au vent.

ea : Tension de vapeur saturante à la température moyenne de l'air, en millibars.

e_d : Tension de vapeur réelle moyenne de l'air, exprimée en millibars.

La différence ($e_a - e_d$) constitue le facteur de correction, afin de compenser les conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

Dans le tableau **III- 1**, nous présentons l'évapotranspiration de référence ET_0 , calculée à l'aide du logiciel **CROPWAT. 8**, selon la formule de **Penman&Monteith**, modifiée.

Tableau III- 1 : Les résultats de l' ET_0 obtenir à l'aide du logiciel CROPWAT

Mois	Tempmoy °c	Humidité %	Vent Km/jour	Insola. Heures	Radiation MJ/m2.jour	ET ₀ Mm/jour.
Janvier	7.8	78.6	233,28	6.0	5.0	1.09
Février	9.2	80.6	259,2	6.8	6.5	1.27
Mars	10.5	74.5	267,84	7.1	8.4	1.79
Avril	12.9	72.8	267,84	7.7	10.4	2.3
Mai	16.7	67.8	267,84	8.3	11.6	3.02
Juin	21.3	61.4	259,2	10.2	12.5	3.9
Juillet	25.4	54.4	241,92	10.2	12.2	4.55
Août	25.7	57.2	241,92	10.0	11.2	4.23
septembre	22.3	63.3	233,28	8.5	9.3	3.23
Octobre	17.3	70.2	207,36	7.7	7.2	2.11
Novembre	12.3	75.7	216	6.3	5.7	1.38
Décembre	8.5	80.2	224,64	5.6	4.9	1
Moyenne	15.8	69.7	216	7.9	8.7	2.49

III-2-4) calcul des pluies efficaces

La pluie efficace, P_{eff} , représente la fraction des précipitations qui est effectivement utilisée Par la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface et par percolation profonde. Plusieurs méthodes permettent de calcules ces pluies, mais ici nous retenons la méthode de pourcentage détaillée comme suit :

Pluies efficaces (en mm/mois) = A × Pluies totales (mm/mois)

Avec : A : coefficient estimé à 0,8. Les pluies efficaces sont données dans le tableau suivant :

Tableau III -2 : Calcul des pluies efficaces pour chaque mois en mm

Mois	Jan	fév	mars	avril	mai	Juin	juil.	aout	sept	Oct	nov	déc.
P_{sec80%}	37.79	30.37	23.31	26.22	20.73	7.05	2.4	7.54	13.19	19.7	22.93	28.77
P_{eff}	30.23	24.30	18.65	20.98	16.58	5.64	1.92	6.03	10.55	15.76	18.34	23.02

III-3) Occupation des sols et choix des cultures

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

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

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

Après l'étude pédologique et agronomique, nous avons été amenés à proposer un plan de cultures selon les objectifs de production agricole.

Le Plan de cultures est donné dans le tableau **III-3** :

Tableau III-3: Surfaces occupées par les différentes cultures

Type des Cultures	Cultures	Surface occupée (ha)
CEREALIERES	blé dur	30
	orge	30
	vesce avoine	25
ARBORICULTURES	olivier	35
	pommier	20
	poirier	15
MARAICHAGE	oignon	15
	carotte	15
	Pastèque	42
	melon	50
	1 pomme de terre	50
	pois rond	20
	fève	15
	artichaut	20
	tomate	45
	Laitue	14
Total		441

Le Calendrier cultural selon l'assolement choisi détaillé dans le **Tableau III-4:**

III -4) Détermination des Besoins en eau des cultures

Les besoins en eau mensuels sont déterminés par le bilan hydrique suivant :

$$B = ETP - (Pe_{eff} + RFU)$$

Avec :

B : besoin en eau d'irrigation (mm) E.T.P :

évapotranspiration (mm / jour) Pe_{eff} : est la pluie efficace

RFU : Réserve facilement utilisable qui représente l'humidité du sol du mois $i-1$,

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

H_{cc} : humidité à la capacité au champ ; H_{pf} :

humidité au point de flétrissement ; Y : degré de tarissement ;

Da : densité apparente ;

Z : profondeur d'enracinement mm ;

Tableau III-4: Calendrier cultural selon l'assolement choisi.

	Culture	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil.	Aout
CEREALIERES	blé dur												
	orge												
	vesce avoine												
ARBORICULTURES	olivier												
	pommier												
	poirier												
MARAICHAGE	oignon												
	carotte												
	Pastèque												
	melon												
	pomme de terre												
	pois rond												
	fève												
	artichaut												
	tomate												
	Laitue												

Tableau III-5 : calcul des besoins en eau des cultures (céréalières)

	mois	SEPT	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	
	blé dur	Pluie (mm)	13.19	19.7	22.93	28.77	37.79	30.37	23.31	26.22	20.73	7.05	2.4	7.54
Pluie eff (mm)		10.55	15.76	18.34	23.02	30.23	24.30	18.65	20.98	16.58	5.64	1.92	6.03	
ET0(mm/mois)		96.80	65.32	41.54	31.12	33.73	35.45	55.46	69.07	93.61	117.14	140.93	131.06	
Kc		-	-	0.6	0.85	0.95	1.1	1.2	1.2	1.2	0.7	-	-	-
Besoin bruts (mm)		0	0	0	0	0	4.23	35.73	82.54	65.26	0	0	0	0
orge	Pluie (mm)	13.19	19.7	22.93	28.77	37.79	30.37	23.31	26.22	20.73	7.05	2.4	7.54	
	Pluie eff (mm)	10.55	15.76	18.34	23.02	30.23	24.30	18.65	20.98	16.58	5.64	1.92	6.03	
	ET0(mm/mois)	96.80	65.32	41.54	31.12	33.73	35.45	55.46	69.07	93.61	117.14	140.93	131.06	
	Kc	-	-	0.7	0.85	0.95	1.1	1.2	1.2	1.2	0.7	-	-	-
	Besoin bruts (mm)	0	0	0	0	0	4.23	35.73	82.54	65.26	0	0	0	0
Vesce avoine	Pluie (mm)	13.19	19.7	22.93	28.77	37.79	30.37	23.31	26.22	20.73	7.05	2.4	7.54	
	Pluie eff (mm)	10.55	15.76	18.34	23.02	30.23	24.30	18.65	20.98	16.58	5.64	1.92	6.03	
	ET0(mm/mois)	96.80	65.32	41.54	31.12	33.73	35.45	55.46	69.07	93.61	117.14	140.93	131.06	
	Kc	-	-	-	-	1.05	1.05	1.04	0.82	0.2	-	-	-	
	Besoin bruts (mm)	0	0	0	0	0	22.4	46.32	67.65	11.32	0	0	0	

Tableau III -6 : calcul des besoins en eau des cultures (arboricultures)

	mois	SEPT	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	
	olivier	Pluie (mm)	13.19	19.7	22.93	28.77	37.79	30.37	23.31	26.22	20.73	7.05	2.4	7.54
Pluie eff (mm)		10.55	15.76	18.34	23.02	30.23	24.30	18.65	20.98	16.58	5.64	1.92	6.03	
ET0(mm/mois)		96.80	65.32	41.54	31.12	33.73	35.45	55.46	69.07	93.61	117.14	140.93	131.06	
Kc		0.70	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.75	0.75	0.75	0.75
Besoin bruts (mm)		76.28	35.6	11.54	0	0	0	0	31.89	71.5	109.62	138.37	123.02	
pommier		Pluie (mm)	13.19	19.7	22.93	28.77	37.79	30.37	23.31	26.22	20.73	7.05	2.4	7.54
	Pluie eff (mm)	10.55	15.76	18.34	23.02	30.23	24.30	18.65	20.98	16.58	5.64	1.92	6.03	
	ET0(mm/mois)	96.80	65.32	41.54	31.12	33.73	35.45	55.46	69.07	93.61	117.14	140.93	131.06	
	Kc	0.7	0.7	0.7	0.85	0.95	1.1	1.2	1.2	0.7	0.7	0.7	0.7	
	Besoin bruts (mm)	76.28	39.95	14.31	0	0	0	32.19	82.54	65.26	101.81	128.97	114.28	
poirier	Pluie (mm)	13.19	19.7	22.93	28.77	37.79	30.37	23.31	26.22	20.73	7.05	2.4	7.54	
	Pluie eff (mm)	10.55	15.76	18.34	23.02	30.23	24.30	18.65	20.98	16.58	5.64	1.92	6.03	
	ET0(mm/mois)	96.80	65.32	41.54	31.12	33.73	35.45	55.46	69.07	93.61	117.14	140.93	131.06	
	Kc	0.8	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.71	0.71	0.63	0.89	0.89	0.89	
	Besoin bruts (mm)	89.18	39.95	14.31	0	0	0	0	37.42	56.52	131.49	164.68	147.48	

Tableau III -7 : calcul des besoins en eau des cultures (maraichage)

	mois	SEPT	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	
Oignon	Pluie (mm)	13.19	19.7	22.93	28.77	37.79	30.37	23.31	26.22	20.73	7.05	2.4	7.54	
	Pluie eff (mm)	10.55	15.76	18.34	23.02	30.23	24.30	18.65	20.98	16.58	5.64	1.92	6.03	
	ET0(mm/mois)	96.80	65.32	41.54	31.12	33.73	35.45	55.46	69.07	93.61	117.14	140.93	131.06	
	Kc	0.7	0.8	0.94	0.95	0.85	-	-	-	-	-	-	-	-
	Besoin bruts (mm)	76.28	9.06	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Laitue	Pluie (mm)	13.19	19.7	22.93	28.77	37.79	30.37	23.31	26.22	20.73	7.05	2.4	7.54	
	Pluie eff (mm)	10.55	15.76	18.34	23.02	30.23	24.30	18.65	20.98	16.58	5.64	1.92	6.03	
	ET0(mm/mois)	96.80	65.32	41.54	31.12	33.73	35.45	55.46	69.07	93.61	117.14	140.93	131.06	
	Kc	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.8	0.5	-	
	Besoin bruts (mm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	38.23	91.39	0	
carotte	mois	SEPT	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	
	Pluie (mm)	13.19	19.7	22.93	28.77	37.79	30.37	23.31	26.22	20.73	7.05	2.4	7.54	
	Pluie eff (mm)	10.55	15.76	18.34	23.02	30.23	24.30	18.65	20.98	16.58	5.64	1.92	6.03	
	ET0(mm/mois)	96.80	65.32	41.54	31.12	33.73	35.45	55.46	69.07	93.61	117.14	140.93	131.06	
	Kc	0.6	0.9	1.1	1									
Melon	Pluie (mm)	13.19	19.7	22.93	28.77	37.79	30.37	23.31	26.22	20.73	7.05	2.4	7.54	
	Pluie eff (mm)	10.55	15.76	18.34	23.02	30.23	24.30	18.65	20.98	16.58	5.64	1.92	6.03	
	ET0(mm/mois)	96.80	65.32	41.54	31.12	33.73	35.45	55.46	69.07	93.61	117.14	140.93	131.06	
	Kc										0.80	0.40	0.70	0.30
	Besoin bruts (mm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	77.74	54.95	128.97	44.38
Pasteque	Pluie (mm)	13.19	19.7	22.93	28.77	37.79	30.37	23.31	26.22	20.73	7.05	2.4	7.54	
	Pluie eff (mm)	10.55	15.76	18.34	23.02	30.23	24.30	18.65	20.98	16.58	5.64	1.92	6.03	
	ET0(mm/mois)	96.80	65.32	41.54	31.12	33.73	35.45	55.46	69.07	93.61	117.14	140.93	131.06	
	Kc										0.80	0.40	0.70	0.30
	Besoin bruts (mm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	77.74	54.95	128.97	44.38
pomme de terre	Pluie (mm)	13.19	19.7	22.93	28.77	37.79	30.37	23.31	26.22	20.73	7.05	2.4	7.54	
	Pluie eff (mm)	10.55	15.76	18.34	23.02	30.23	24.30	18.65	20.98	16.58	5.64	1.92	6.03	
	ET0(mm/mois)	96.80	65.32	41.54	31.12	33.73	35.45	55.46	69.07	93.61	117.14	140.93	131.06	
	Kc	1.06	1	1.7	1.03								0.25	0.7
	Besoin bruts (mm)	122.74	66.08	69.7	12.05	0	0	0	0	0	0	0	44.42	114.28
tomate	Pluie (mm)	13.19	19.7	22.93	28.77	37.79	30.37	23.31	26.22	20.73	7.05	2.4	7.54	
	Pluie eff (mm)	10.55	15.76	18.34	23.02	30.23	24.30	18.65	20.98	16.58	5.64	1.92	6.03	
	ET0(mm/mois)	96.80	65.32	41.54	31.12	33.73	35.45	55.46	69.07	93.61	117.14	140.93	131.06	
	Kc							0.25	0.6	0.8	1	0.8	0.4	
	Besoin bruts (mm)	0	0	0	0	0	0	0	27.29	77.74	148.67	147.77	61.86	

Tableau III -8 : calcul des besoins en eau des cultures (maraichage)

fèves	Pluie (mm)	13.19	19.7	22.93	28.77	37.79	30.37	23.31	26.22	20.73	7.05	2.4	7.54
	Pluie eff (mm)	10.55	15.76	18.34	23.02	30.23	24.30	18.65	20.98	16.58	5.64	1.92	6.03
	ET0(mm/mois)	96.80	65.32	41.54	31.12	33.73	35.45	55.46	69.07	93.61	117.14	140.93	131.06
	Kc							0.35	0.52	1.1	1.03		
	Besoin bruts (mm)	0	0	0	0	0	0	0	19.92	115.18	153.35	0	0
pois rond	Pluie (mm)	13.19	19.7	22.93	28.77	37.79	30.37	23.31	26.22	20.73	7.05	2.4	7.54
	Pluie eff (mm)	10.55	15.76	18.34	23.02	30.23	24.30	18.65	20.98	16.58	5.64	1.92	6.03
	ET0(mm/mois)	96.80	65.32	41.54	31.12	33.73	35.45	55.46	69.07	93.61	117.14	140.93	131.06
	Kc							0.35	0.52	1.1	1.03		
	Besoin bruts (mm)	0	0	0	0	0	0	0	19.92	115.18	153.35	0	0
Artichaut	Pluie (mm)	13.19	19.7	22.93	28.77	37.79	30.37	23.31	26.22	20.73	7.05	2.4	7.54
	Pluie eff (mm)	10.55	15.76	18.34	23.02	30.23	24.30	18.65	20.98	16.58	5.64	1.92	6.03
	ET0(mm/mois)	96.80	65.32	41.54	31.12	33.73	35.45	55.46	69.07	93.61	117.14	140.93	131.06
	Kc							0.50	0.75	1.10	1.10	1.00	
	Besoin bruts (mm)	0	0	0	0	0	0	12.11	41.1	115.18	164.29	185.35	0

III-4-1) Calcul du débit spécifique

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

Ce débit spécifique permet de déterminer les débits à la parcelle et à l'entête de l'entité d'étude et sont définis par une formule suivante :

$$q_s = \frac{B_{net} * 10 * 10^3}{N_j * N_i * 3600 * E_i}$$

B_{net} : besoin net du mois de pointe en mm/mois.

N_i : nombre des heures d'irrigation=20h

N_j : nombre de jours du mois de pointe =25 jours

E_i : Efficience d'irrigation ≈75%

Tableau III -9 : Récapitulatif des besoins bruts totaux des cultures

MOIS		SEPT	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	Total
Cultures	Surface occupée (ha)	Besoins mensuel (mm)												
blé dur	30						4.23	35.73	82.54	65.26				187.76
orge	30						4.23	35.73	82.54	65.26				187.76
vesce avoine	25						22.4	46.32	67.65	11.32				147.69
olivier	35	76.28	35.6	11.54					31.89	71.5	109.62	138.37	123.02	597.82
pommier	20	76.28	39.95	14.31				32.19	82.54	65.26	101.81	128.97	114.28	655.59
poirier	15	89.18	39.95	14.31					37.42	56.52	131.49	164.68	147.48	681.03
oignon	15	76.28	9.06											85.34
carotte	15	63.37	57.37	36.47	10.81									168.02
Pastèque	42									77.74	54.95	128.97	44.38	306.04
melon	50									77.74	54.95	128.97	44.38	306.04
1 pomme de terre	50	122.74	66.08	69.7	12.05							44.42	114.28	429.27
pois rond	20								27.29	77.74	148.67	147.77	61.86	463.33
fève	15								19.92	115.18	153.35			288.45
artichaut	20							12.11	41.1	115.18	164.29	185.35		518.03
tomate	45								27.29	77.74	148.67	147.77	61.86	463.33
Laitue	14										38.23	91.39		129.62
Total	441	504.13	248.01	146.33	22.86	0	30.86	162.08	500.18	876.44	1106.03	1306.66	711.54	5615.12

Dans notre cas, le débit spécifique de la culture la plus exigeante

$$q_s = \frac{185.35 \cdot 10 \cdot 10^3}{3600 \cdot 0.75 \cdot 25 \cdot 20} = 1.03 \text{ l/s/ha}$$

Le débit de pointe pris en considération pour le calcul hydraulique des canalisations est celui de la culture la plus exigeante 1,03 l/s/ha, correspondant au mois de juil.

III-4-2) Evaluation du débit caractéristique

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

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

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

S : la superficie totales à irriguer = 441 ha

$$Q_{car} = q_s \cdot S = 1.03 \cdot 441 = 454.23 \text{ l/s}$$

III -5) Conclusion

Le plateau de KACHOUT présente des potentialités hydriques et édaphiques importantes, l'exploitation rationnelle de ses ressources permettra un développement agricole important. En effet, vu la superficie du périmètre, le choix des cultures proposé a mis en évidence des besoins importants qui s'élèvent à plus de 39245.47 m³. Oued de MINA, par son débit, pourra subvenir les besoins en eau de ces cultures. Pendant toute l'année

Chapitre IV:

Dimensionnement de réseau ramifié

IV-1) Introduction

Dans tout aménagement hydro-agricole d'une certaine taille, on peut distinguer trois types d'équipement

- ❖ **Les ouvrages de transport** transitent l'eau d'irrigation depuis la prise d'eau jusqu'aux périmètres à desservir. Ces ouvrages transitent des débits importants sur de longues distances. Ils sont constitués d'ouvrages linéaires (canaux, galeries) ;
- ❖ **les réseaux de distribution** répartissent à l'intérieur du périmètre et jusqu'aux prises d'irrigation propres à chaque agriculteur, l'eau amenée par les ouvrages ramifiés ;
- ❖ **l'équipement à la parcelle** conduit l'eau de prise d'irrigation jusqu'aux plantes.

Ce chapitre est spécifiquement consacré aux réseaux de distribution pour lesquels nous examinerons les facteurs essentiels qui conduisent à définir l'organisation spatiale des ouvrages et les débits à transiter par tronçon

IV-2) Description des différents modes d'irrigation

Les principaux modes d'irrigation existants sont :

1. Irrigation de surface.
2. Irrigation par aspersion.
3. Irrigation localisée (goutte à goutte).

IV-2-1) Choix du mode d'irrigation

La technique d'irrigation consiste à bien répartir l'eau qu'on amène sur le sol à irriguer quelle que soit son origine et son transport, de façon que les plantes en tirent le maximum de profits pour avoir une production maximale.

Cependant le moyen de répartition de l'eau sur le sol n'est pas le seul critère pour le choix de la technique d'irrigation, on doit aussi essentiellement envisager la rentabilité finale de l'opération.

Pour ces considérations, les trois méthodes sont pratiquées actuellement dans le périmètre.

IV-3) Variantes d'aménagement hydro-agricole

Le périmètre du KACHOUT s'étend sur une superficie totale équipée de 500 ha. La distribution de l'eau se fait à partir d'un bassin de régulation dont l'eau est refoulée par la station de pompage et alimentée gravitairement par un réseau ramifié.

IV-4) schéma d'adduction

Conformément au schéma de notre aménagement, une station de pompage implantée au niveau d'oued MINA destinée à refouler l'eau vers un bassin de régulation (réservoir). Le réservoir projeté est prévu en béton armé, de forme circulaire, Il sera implanté à la cote 370 m permettant ainsi d'assurer une pression suffisante au niveau de la borne la plus défavorisée. Cette pression permettra l'utilisation des équipements d'irrigation par aspersion. Le système d'adduction est détaillé comme suit :

A) La prise d'eau

La prise d'eau consiste à dévier les eaux de l'oued vers la station de pompage

B) Station de pompage

La station de pompage est dotée des pompes à axe horizontales, dont une de secours destinée à irriguer le périmètre d'irrigation par refoulement à partir d'une conduite PEHD.

La station comprend:

- ❖ Une salle des pompes de dimensions
- ❖ Une salle de commande pour l'appareillage électrique
- ❖ Un réservoir circulaire

C) Le bassin d'accumulation

le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de périmètre.

IV-5) schéma de distribution

Le principe de distribution de la variante retenue consiste à projeter un réservoir de stockage, qui aura pour rôle de stocker l'eau et de la distribuer gravitaire aux différentes parcelles du périmètre, durant les périodes de sécheresse.

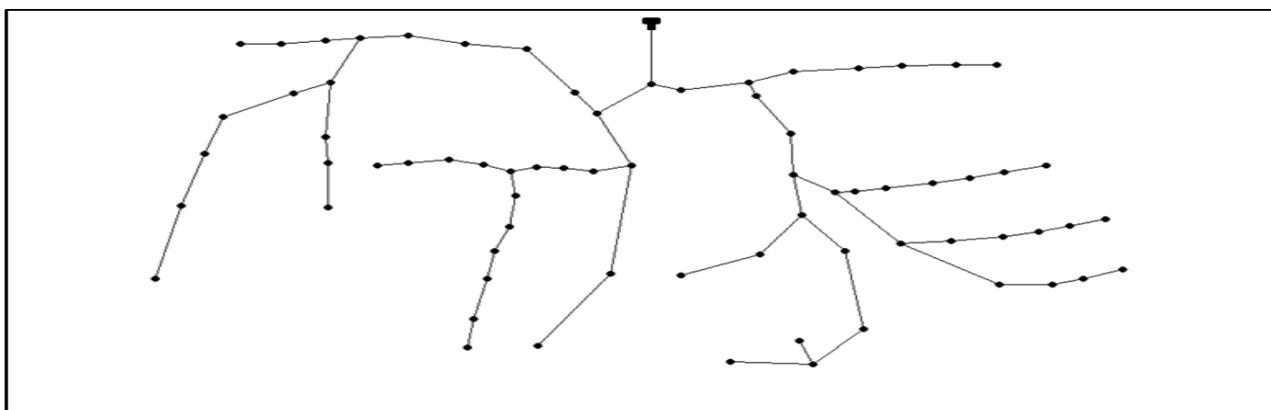


Fig. IV-1 : Schéma de distribution

IV-6) Découpage des îlots d'irrigation

IV-6-1) Généralités

Le terme « îlot d'irrigation » décrit l'unité hydro-agricole alimentée par une borne d'irrigation. Cette borne comporte une ou plusieurs sorties ou « prises » suivant le nombre d'arrosages qu'elle doit assurer simultanément, en particulier lorsqu'elle se trouve en limite de plusieurs exploitants.

Chaque borne, et même chaque sortie, doit assurer toutes les fonctions d'une prise c'est-à-dire :

- ❖ laissé passer ou arrêter le débit.
- ❖ Régler ce débit, ou plus exactement le limiter au module.
- ❖ Régler la pression.
- ❖ Assurer le comptage de l'eau livrée.

La situation foncière actuelle dans la zone d'étude est très hétérogène. La taille des parcelles et des exploitations est très variable.

IV-6-2) Taille des îlots d'irrigation

La superficie de l'îlot type est comprise entre 1, et 29 hectares. Cette limitation résulte des considérations ci-après:

- ❖ La forme de l'îlot.
- ❖ L'occupation des exploitations agricoles projetée.
- ❖ La standardisation du matériel d'irrigation

IV-7) Mode du tracé et implantation des bornes

Chaque parcelle serait desservie par une prise (borne) d'irrigation sur le réseau de distribution par conduite sous pression. Les conduites suivraient les limites des parcelles.

Quel que soit le mode d'irrigation appliqué (goutte à goutte, aspersion, ou mixte) on assure un débit au niveau de la borne. Par contre la distribution au niveau des parcelles se fera par des conduites équipées par des robinets vannes qui seront à la charge des agriculteurs.

Le débit à la prise de parcelle serait réparti selon un tour d'eau. La dose correcte serait obtenue en variant la durée de l'irrigation selon la taille de la parcelle.

❖ Implantation des bornes

Chaque îlot sera équipé d'une borne d'irrigation, implantée à une côte plus élevée de l'îlot afin d'assurer la pression au point le plus défavorable.

Les bornes sont implantées en limite ou au centre de manière à pouvoir desservir une ou deux Parcelles.

❖ Type et nombre de bornes:

Le type de borne est choisi selon le débit de chaque ilot,

- ❖ Borne à une seule sortie:
- ❖ Borne à deux sorties :

IV-7-1) Rôle et fonction de la borne d'irrigation

La borne assure quatre fonctions :

- ❖ Le vannage
- ❖ La stabilisation de la pression
- ❖ La limite du débit
- ❖ Le comptage du volume d'eau délivré

IV -8) Tracé du réseau de distribution

Les réseaux de distribution mettant en jeu des canalisations enterrées et sous pression ont une trace relativement affranchi des contraintes topographiques.

Il s'agit de relier le plus économiquement possible les différentes prises du réseau à son origine (réservoir, prise sur canal, station de pompage, puits, etc.,).

La trace recherchée est un réseau ramifié (ou arborescent) cette solution conduit, en effet a un cout inférieur à celle d'un réseau maille.

IV-8-1) Choix du tracé

Pour le choix du tracé de la conduite d'adduction, il est indispensable de:

- ❖ de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes .
- ❖ Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible .
- ❖ Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression .
- ❖ Éviter les forêts, bois et zones marécageuses .

IV-8-1-1) 1ere phase : Tracé par proximité :

Il s'agit d'un tracé avec des longueurs aussi minimales que possible, ayant pour sommet les seules bornes du réseau [4].

Dans certains cas, on utilise l'algorithme de M^r Kruskal, dans l'aspect général est décrit comme suit :

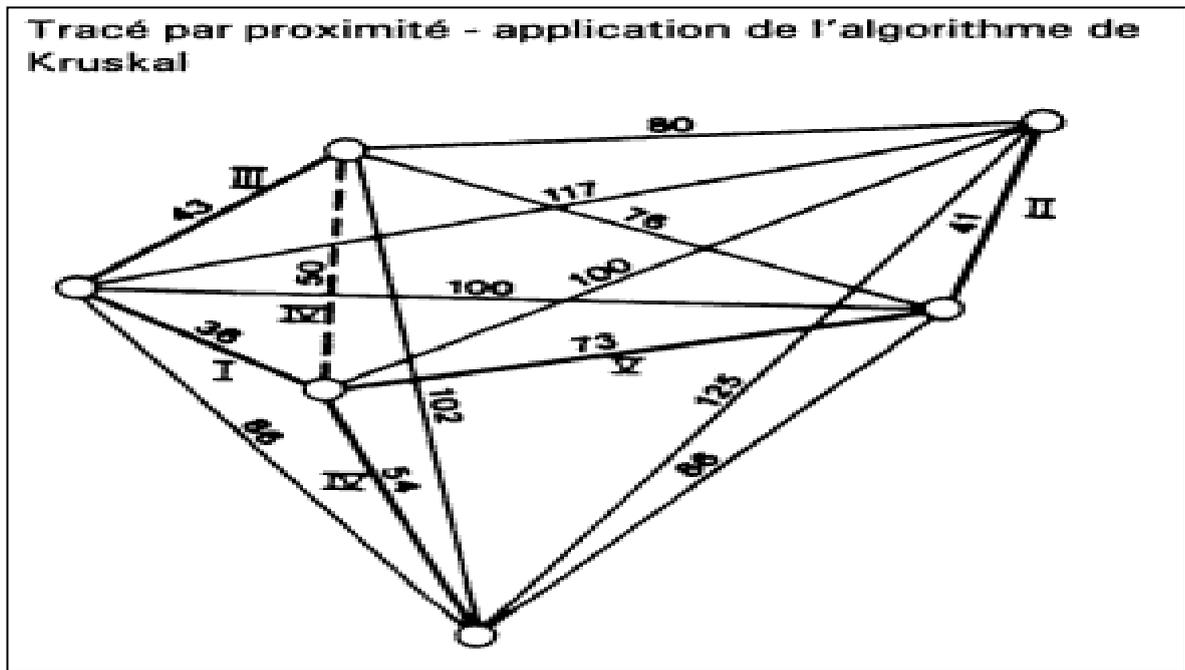


Fig. IV-2 : application de l'algorithme de Kruskal

IV-8-1-2) 2eme phase : Tracé à 120°

Dans ce tracé, les bornes d'irrigation sont reliées par deux segments, formant entre eux un angle de 120° [4].

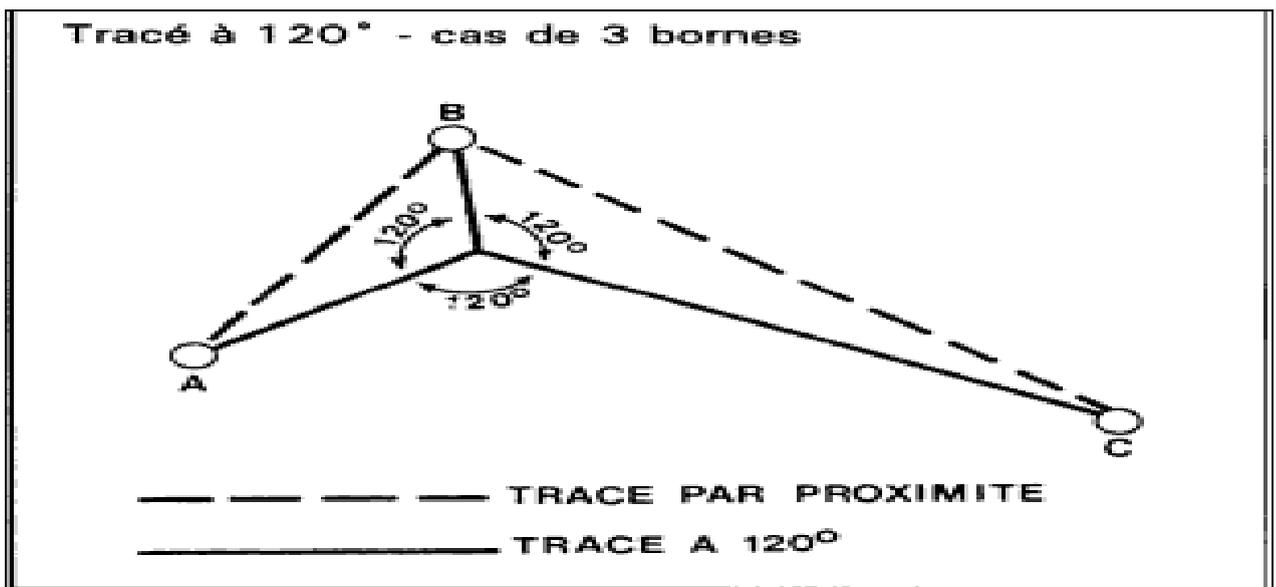


Fig. IV-3 : Tracé à 120°

IV-8-1-3) 3eme phase : tracé économique

Le tracé économique est voisin du tracé à 120^0 mais avec des angles aux points de jonction modifiés en fonction des positions des points [4].

Pour le cas de notre réseau de distribution, nous nous sommes basés sur un tracé économique constituant un réseau ramifié.

IV-9) Modalités de desserte de l'eau

Le module est l'unité de débit susceptible d'être délivrée en tête des réseaux des parcelles à irrigué. La distribution de l'eau d'irrigation est dans certains cas problématique en particulier dans les mois de pointe, car la demande ne peut dépasser la main d'eau. On distingue:

IV -9-1) Distribution d'eau à la demande

Dans ce mode chaque irrigant étant libre d'utiliser le débit qu'il a souscrit. Dans certains cas, le débit affecté à une prise sera supérieur au débit fictif continu (le débit qui serait nécessaire si l'irrigation s'effectuait 24h sur 24 pendant la période de pointe).

IV-9-2) Distribution au tour d'arrosage

Elle est inspirée du mode de desserte spécifique des réseaux d'irrigation de surface avec réseau collectif constitué de canaux à ciel ouvert dont le débit transité par chaque tertiaire correspond au module

IV-9-3) Tour d'arrosage à la borne

Chacune des bornes représentant le tertiaire dans le réseau de surface, reçoit un débit correspondant au débit fictif continu ce qui constitue alors le module d'irrigation qui est utilisé successivement par les différentes prises de la borne.

IV-9-4) Tour d'arrosage au niveau de l'antenne

Dans le cas des petites propriétés, les modules disponibles en appliquant la modalité précédente pourront être trop faibles. On peut alors songer à regrouper plusieurs bornes sur une antenne donnée. Le débit fictif continu relatif aux superficies irriguées desservies par cette antenne constituera le module d'irrigation successivement délivré aux différentes prises de l'antenne.

IV-10) calcul du débit fictif continu

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

Le débit spécifique est défini d'après les besoins en eau de chaque culture,

évalués précédemment à partir de la répartition culturale.

$$qs = 1.03/s/ha$$

IV -11) calcul du débit aux bornes

Le débit de chaque borne pouvant desservir un ilot est formulé comme suit : $Q_b = qs \cdot S$

Q_b = Débit caractéristique de chaque ilot (l/s)

qs = Débit spécifique moyen (l/s/ha)

S = Superficie de l'ilot (ha)

Les résultats du calcul du débit de chaque îlot d'irrigation sont présentés dans le (tableau IV-1)

IV-12) Choix du diamètre de la borne

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

Tableau IV-1 : Choix de diamètre de la borne.

Débit fourni	Diamètre de la borne
$Q < 8$ l/s	D= 65mm
$8 < Q < 20$ l/s	D= 100mm
$20 < Q < 25$ l/s	D= 150mm
$Q > 25$ l/s	D= 200mm

Le calcul des débits et diamètres des bornes sont présentées dans le **tableau IV-2**:

. **Tableau IV-2** : calcul du débit des îlots.

N° ILOT	Surface des îlots (ha)	débit spécifique (l/s)	débit brut des îlots l/s
1	18.04	1.03	18.58
2	5.01	1.03	5.16
3	6.65	1.03	6.85
4	15.71	1.03	16.18
5	20.04	1.03	20.64
6	13.94	1.03	14.36
7	29.76	1.03	30.65
8	13.48	1.03	13.88
9	12.7	1.03	13.08
10	10.95	1.03	11.28
11	7.98	1.03	8.22
12	6.9	1.03	7.11
13	7.26	1.03	7.48
14	8.02	1.03	8.26
15	3.82	1.03	3.93
16	6.57	1.03	6.77
17	3.81	1.03	3.92
18	4.22	1.03	4.35
19	4.24	1.03	4.37
20	6.17	1.03	6.36
21	3.9	1.03	4.02
22	3.76	1.03	3.87
23	4.29	1.03	4.42
24	4.23	1.03	4.36
25	5.16	1.03	5.31
26	2.6	1.03	2.68
27	4	1.03	4.12
28	4.77	1.03	4.91
29	7.38	1.03	7.60
30	12.08	1.03	12.44
31	2.97	1.03	3.06

N° ILOT	Surface des îlots (ha)	débit spécifique (l/s)	débit brut des îlots l/s
32	7.08	1.03	7.29
33	6.8	1.03	7.00
34	5.7	1.03	5.87
35	2.8	1.03	2.88
36	1.75	1.03	1.80
37	17.57	1.03	18.10
38	5	1.03	5.15
39	4.27	1.03	4.40
40	15.77	1.03	16.24
41	3.15	1.03	3.24
42	2.03	1.03	2.09
43	3.39	1.03	3.49
44	1.09	1.03	1.12
45	3	1.03	3.09
46	4.69	1.03	4.83
47	2.95	1.03	3.04
48	4.21	1.03	4.34
49	8.34	1.03	8.59
50	1.16	1.03	1.19
51	3.25	1.03	3.35
52	2.22	1.03	2.29
53	2.04	1.03	2.10
54	17.56	1.03	18.09
55	13.13	1.03	13.52
56	7.2	1.03	7.42
57	1.43	1.03	1.47
58	5.07	1.03	5.22
59	11.49	1.03	11.83
60	15.65	1.03	16.12

IV-12) Choix du type de borne

Le choix de la Borne dépend de la surface :

- ❖ Pour les surfaces $S \leq 15ha$ on prend la Borne à deux prises
- ❖ Pour les surfaces $S \geq 15ha$ on prend la Borne à quatre prises

Tableau IV-3 : débits et diamètres des bornes

N° ILOT	N° de la borne	Surface des îlots (ha)	débit spécifique (l/s)	débit de la borne l/s	Diamètre de la borne mm
1	B1	18.04	1.03	18.58	100
2	B2	5.01	1.03	5.16	65
3	B3	6.65	1.03	6.85	65
4	B4	15.71	1.03	16.18	100
5	B5	20.04	1.03	20.64	150
6	B6	13.94	1.03	14.36	100
7	B7	29.76	1.03	30.65	200
8	B8	13.48	1.03	13.88	100
9	B9	12.7	1.03	13.08	100
10	B10	10.95	1.03	11.28	100
11	B11	7.98	1.03	8.22	100
12	B12	6.9	1.03	7.11	65
13	B13	7.26	1.03	7.48	65
14	B14	8.02	1.03	8.26	100
15	B15	3.82	1.03	3.93	65
16	B16	6.57	1.03	6.77	65
17	B17	3.81	1.03	3.92	65
18	B18	4.22	1.03	4.35	65
19	B19	4.24	1.03	4.37	65
20	B20	6.17	1.03	6.36	65
21	B21	3.9	1.03	4.02	65
22	B22	3.76	1.03	3.87	65
23	B23	4.29	1.03	4.42	65
24	B24	4.23	1.03	4.36	65
25	B25	5.16	1.03	5.31	65
26	B26	2.6	1.03	2.68	65
27	B27	4	1.03	4.12	65
28	B28	4.77	1.03	4.91	65
29	B29	7.38	1.03	7.60	65
30	B30	12.08	1.03	12.44	100
31	B31	2.97	1.03	3.06	65

N° ILOT	N° de la borne	Surface des îlots (ha)	Débit spécifique (l/s)	débit de la borne l/s	Diamètre de la borne mm
32	B32	7.08	1.03	7.29	65
33	B33	6.8	1.03	7.00	65
34	B34	5.7	1.03	5.87	65
35	B35	2.8	1.03	2.88	65
36	B36	1.75	1.03	1.80	65
37	B37	17.57	1.03	18.10	100
38	B38	5	1.03	5.15	65
39	B39	4.27	1.03	4.40	65
40	B40	15.77	1.03	16.24	100
41	B41	3.15	1.03	3.24	65
42	B42	2.03	1.03	2.09	65
43	B43	3.39	1.03	3.49	65
44	B44	1.09	1.03	1.12	65
45	B45	3	1.03	3.09	65
46	B46	4.69	1.03	4.83	65
47	B47	2.95	1.03	3.04	65
48	B48	4.21	1.03	4.34	65
49	B49	8.34	1.03	8.59	100
50	B50	1.16	1.03	1.19	65
51	B51	3.25	1.03	3.35	65
52	B52	2.22	1.03	2.29	65
53	B53	2.04	1.03	2.10	65
54	B54	17.56	1.03	18.09	100
55	B55	13.13	1.03	13.52	100
56	B56	7.2	1.03	7.42	65
57	B57	1.43	1.03	1.47	65
58	B58	5.07	1.03	5.22	65
59	B59	11.49	1.03	11.83	100
60	B60	15.65	1.03	16.12	100

IV-13) Caractéristiques des conduites du réseau de distribution gravitaire

Après avoir calculé les débits de chaque ilot ou parcelle, et déterminé les critères hydrauliques de la conduite de refoulement, nous procédons à la deuxième étape de calcul celle du réseau gravitaire, qui correspond à la détermination des diamètres du réseau de distribution gravitaire, c'est-à-dire du bassin d'accumulation vers les bornes ou parcelles. Il existe de nombreuses solutions adéquates aux contraintes techniques du problème.

IV-13-1) vitesse admissible

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

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

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

IV-13-2) calcul des diamètres

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

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

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

Avec :

Q : débit, exprimé en m³/s.

D: diamètre exprimé en mm

V : vitesse qui donne le diamètre économique est de 1.25 m/s.

Les résultats du calcul des diamètres économique sont présentés dans le (tableau IV-4)

Tableau IV-4 : calcul des diamètres économique

Conduite	Tronçon		Superficie (ha)		Débit (l/s)	Linéaire (ml)	Diamètre (ml)	DiamètreN (ml)	
	de	a	Partielle	cumulée					
CP1	R	N	182.76	441	453.83	334.27	760.15	710	
	N	B1	18.4	257.85	265.59	18	581.51	630	
	B1	N1	41.11	239.45	246.63	432	501.22	500	
	N1	B2	5.1	198.34	204.29	13	456.17	450	
	B2	B3	6.65	193.24	199.04	188	450.26	450	
	B3	N2	68.88	186.59	192.19	211	442.45	450	
	N2	N3	26.18	117.71	121.24	100	351.42	315	
	N3	B4	15.71	91.53	94.28	304	309.88	315	
	B4	B5	20.04	75.82	78.09	1043	282.04	300	
	B5	N4	12.08	55.78	57.45	552	241.91	250	
	N4	B6	13.94	43.7	45.01	4	214.12	200	
	N4	B7	29.76	29.76	30.65	516	176.70	200	
	CS1	N2	N5	28.83	68.88	70.95	132	268.82	250
		N5	N6	21.34	40.05	41.25	511	204.98	200
N6		B26	2.6	18.71	19.27	251	140.11	160	
B26		B27	4	16.11	16.59	122	130.01	125	
B27		B28	4.77	12.11	12.47	153	112.72	110	
B28		B29	7.34	7.34	7.56	180	87.75	90	
CS2	N3	B8	13.48	26.18	26.97	149	165.73	160	
	B8	B9	12.7	12.7	13.08	341	115.43	125	
CS3	N4	B30	12.8	12.8	13.18	176	115.88	125	
CT1	N1	B10	10.95	41.11	42.34	192.5	207.68	200	
	B10	B11	7.98	30.16	31.06	163.8	177.88	160	
	B11	B12	6.9	22.18	22.85	136.7	152.55	160	
	B12	B13	7.26	15.28	15.74	111.3	126.61	125	
	B13	B14	8.02	8.02	8.26	121.8	91.73	90	
CT2	N5	B15	3.82	28.83	29.69	2.6	173.92	200	
	B15	B16	6.57	25.01	25.76	136.5	161.99	160	
	B16	B17	3.81	18.44	18.99	215.9	139.09	160	
	B17	B18	4.22	14.63	15.07	141.8	123.89	125	
	B18	B19	4.24	10.41	10.72	159.4	104.51	100	
	B19	B20	6.17	6.17	6.36	147.5	80.46	90	
CT3	N6	B21	3.9	21.34	21.98	3.01	149.63	160	
	B21	B22	3.76	17.44	17.96	181.9	135.27	125	
	B22	B23	4.29	13.66	14.07	153.4	119.71	125	
	B23	B24	4.23	9.39	9.67	166.3	99.25	110	
	B24	B25	5.16	5.16	5.31	167.5	73.58	90	

Conduite	tronçon		Superficie (ha)		Débit (l/s)	Linéaire (ml)	Diamètre (ml)	DiamètreN (ml)
	de	a	Partielle	cumulée				
CS4	N	N7	72.21	182.76	188.24	548	489.57	500
	N7	B31	2.97	110.55	113.87	20	380.76	400
	B31	B32	7.08	107.58	110.81	206	375.61	400
	B32	B33	6.8	100.5	103.52	275	363.04	400
	B33	B34	5.7	93.7	96.51	108	350.54	400
	B34	N8	65.88	88	90.64	20	339.72	315
	N8	B35	2.8	22.12	22.78	26	170.32	160
	B35	B36	1.75	19.32	19.90	35	159.18	160
	B36	B37	17.57	17.57	18.10	98	151.80	160
	CS5	N7	N10	30.69	72.21	74.38	20	307.73
N10		B41	3.15	41.52	42.77	44	233.35	250
B41		B42	2.03	38.37	39.52	101	224.32	200
B42		B43	3.39	36.34	37.43	91	218.31	200
B43		N11	8.67	32.95	33.94	20	207.87	200
N11		B44	1.09	24.28	25.01	73	178.44	160
B44		B45	3	23.19	23.89	377	174.39	160
B45		B46	4.69	20.19	20.80	28	162.72	160
B46		B47	2.95	15.5	15.97	122	142.57	160
B47		B48	4.21	12.55	12.93	74	128.29	125
CT4	B48	B49	8.34	8.34	8.59	188	104.58	110
	N10	N11	25.04	65.88	67.86	105	293.93	315
	N11	B56	7.2	40.84	42.07	22	231.43	250
	B56	B57	1.43	33.64	34.65	48	210.04	200
	B57	B58	5.07	32.21	33.18	75	205.53	200
	B58	B59	11.49	27.14	27.95	200	188.66	200
CT5	B59	B60	15.65	15.65	16.12	383	143.26	160
	N11	B50	1.16	8.67	8.93	11	106.63	110
	B50	B51	3.25	7.51	7.74	128	99.24	90
	B51	B52	2.22	4.26	4.39	97	74.74	90
CT6	B52	B53	2.04	2.04	2.10	99	51.72	75
	N10	B54	17.56	30.69	31.61	540	200.62	200
CT7	B54	B55	13.13	13.13	13.52	65	131.22	125
	N11	B38	5	25.04	25.79	13	181.21	160
	B38	B39	4.27	20.04	20.64	107	162.11	160
	B39	B40	15.77	15.77	16.24	170	143.81	125

Après approche du diamètre des canalisations, on utilise le logiciel EPANET pour déterminer la vitesse et la charge au niveau de la conduite principale et dans chaque partie du réseau de distribution

Les pertes de charge ont été estimées selon formule de Darcy Weisbach

$$J = \frac{\lambda v^2}{D^2 g}$$

NB : V est la vitesse moyenne (m/s) et λ est le coefficient de perte de charge.

IV-13-3) Choix du matériau des conduites :

Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites sont le PEHD et l'amiante de ciment.

❖ PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, son collage se fait par chauffage.

Ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

Les résultats des calculs sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

❖ Amiante Ciment:

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

❖ Sur le plan technique :

Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ; Adaptation aux terrains de pose ; Bonne étanchéité ; Facilité d'entretien et de mise en service.

❖ Sur le plan économique :

Du prix de la fourniture et du transport ; De leur disponibilité sur le marché local.

Remarque : Dans notre projet, nous optons pour des conduites en **PEHD**

Tableau IV-5 : Résultat de calcul par Epanet (Pressions et charge)

N° de la borne	Altitude (m)	Demande (M3H)	Charge (m)	Pression (m)
B1	320	66.89	367.56	47.56
B2	316.5	18.58	366.54	50.04
B3	313.5	24.66	366.08	52.58
B4	293.1	58.25	364.15	71.05
B5	309.5	74.31	361.48	51.98
B6	299.5	51.69	359.75	60.25
B7	289.6	110.35	357.38	67.78
B8	291.6	49.98	363.41	71.81
B9	288.8	47.09	360.08	71.28
B10	315.8	40.6	364.92	49.12
B11	314.3	29.59	362.52	48.22
B12	315.4	25.59	361.41	46.01
B13	317.7	26.92	359.86	42.16
B14	317.6	29.74	357.25	39.65
B15	298.8	14.16	364.6	65.8
B16	297.3	24.36	363.2	65.9
B17	297.3	14.13	361.97	64.67
B18	297.7	15.65	360.16	62.46
B19	297.3	15.72	356.86	59.56
B20	299.5	22.88	354.94	55.44
B21	292.3	14.46	362.92	70.62
B22	295	13.94	359.66	64.66
B23	294.7	15.91	357.93	63.23
B24	296.7	15.68	356.19	59.49
B25	297.5	19.13	354.64	57.14
B26	292.8	9.64	361.46	68.66
B27	295.4	14.83	359.57	64.17
B28	293.7	17.69	356.95	63.25
B29	296.8	27.37	353.66	56.86
B30	290	44.79	366.77	76.77
B31	291.93	11.01	366.74	74.81

N° de la borne	Altitude (m)	Demande (M3H)	Charge (m)	Pression (m)
B32	291.3	26.25	366.4	75.1
B33	291.25	25.21	366.01	74.76
B34	290.19	21.14	365.87	75.68
B35	287.85	10.38	365.59	77.74
B36	285.39	6.49	365.37	79.98
B37	285.39	65.15	364.86	79.47
B38	284.72	18.54	365.44	80.72
B39	282.32	15.83	364.73	82.41
B40	281.65	58.48	362.22	80.57
B41	287.67	11.68	366.6	78.93
B42	288.74	7.53	365.84	77.1
B43	288.42	12.57	365.23	76.81
B44	285.74	4.04	364.41	78.67
B45	285.13	11.12	361.08	75.95
B46	283.71	17.39	360.89	77.18
B47	282.89	10.94	360.39	77.5
B48	282.57	15.61	359.68	77.11
B49	282.04	30.92	358.11	76.07
B50	285.75	4.3	365.02	79.27
B51	285.32	12.05	362.6	77.28
B52	285.1	8.23	361.97	76.87
B53	284.94	7.56	360.74	75.8
B54	283.75	65.11	364.08	80.33
B55	283.5	48.69	363.41	79.91
B56	282.53	26.7	365.52	82.99
B57	281.1	5.3	365.24	84.14
B58	280.04	18.8	364.83	84.79
B59	279.23	42.6	364.06	84.83
B60	277.9	58.03	362.46	84.56

Schéma du réseau :

Pour notre travail on a utilisé le logiciel EPANET

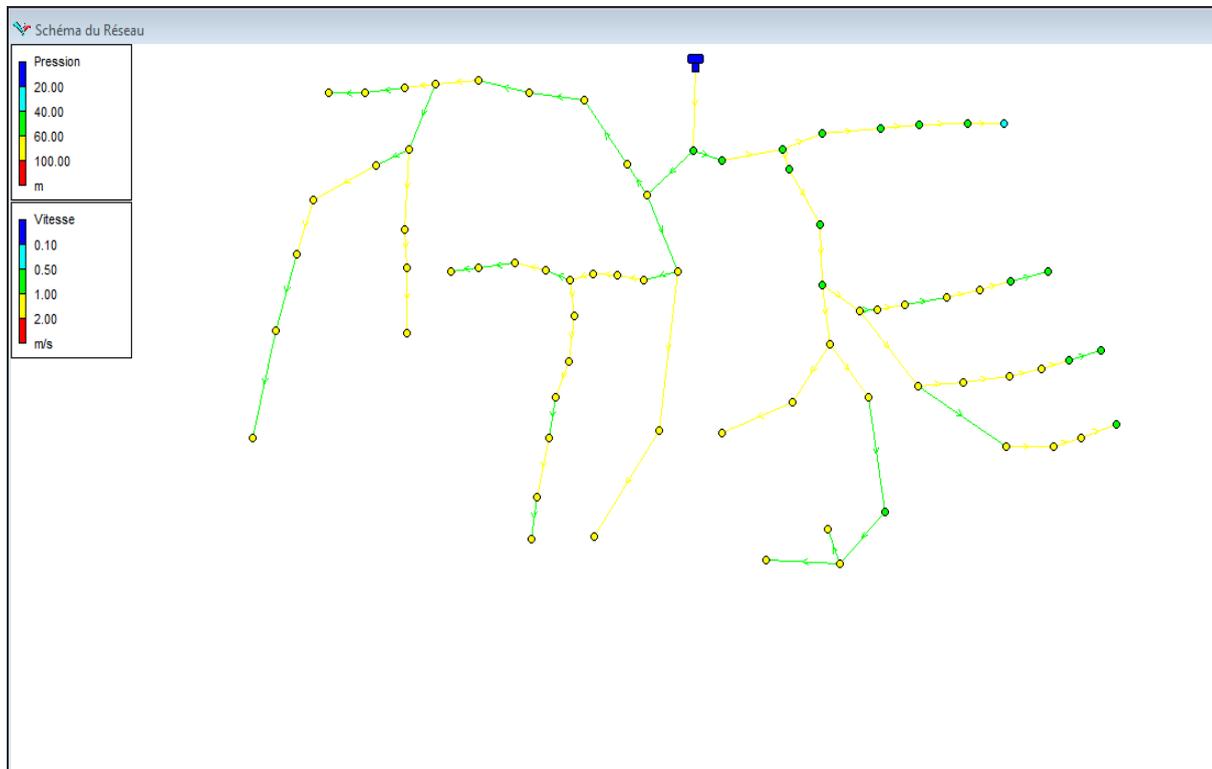


Fig. IV -4: Schéma du réseau

La Fig. IV -4 représente la vérification des vitesses et des pressions dans le réseau de Distribution à l'aide de logiciel EPANET.

IV-14) Conclusion

Vu la configuration du terrain et afin d'assurer les pressions au niveau des points défavorables, le réseau de distribution présenté consiste à la projection d'une conduite principale CP1 sur un linéaire de 3719 ml qui prend départ à partir du réservoir projeté jusqu'à dernière borne d'irrigation avec un diamètre compris entre 710 et 200 mm en PEHD.

Le tracé de la conduite principale de distribution suit la limite des parcelles
Les conduites secondaires et tertiaires en nombre de 12 conduites sur un linéaire total de 12194.29 ml avec des diamètres varient de 90 à 500 mm en PEHD.

Le tracé des conduites suit la limite des parcelles ; chaque conduite est équipée d'une borne D'irrigation placée sur des côtes élevées pour assurer la pression au niveau des parcelles

Chapitre V:
Etude de la station de
pompage

V-1) introduction

Un projet d'irrigation de la lère élévation est constitué d'une prise d'eau, une station de pompage et un bassin d'irrigation. Ces constructions se font suivantes des schémas types, des dispositions plus adéquates pour un tel type de conditions d'exploitation, la construction dépend aussi du relief, de l'environnement.

V-2) Les pompes : Etude théorique

Les pompes sont des dispositifs utilisés pour aspirer, déplacer ou pour comprimer des liquides et des gaz. Dans toutes les pompes, il faut éviter la cavitation (formation des poches gazeuses), ce qui réduirait le débit et endommagerait le corps de la pompe.

Il existe deux grands types de pompes : les pompes volumétriques qui sont utilisées pour pomper les eaux usées, et les turbopompes

V-2-1) Les turbopompes (pompes centrifuge)

Il existe trois classes de turbopompes : les pompes centrifuges, à écoulement radial ; les pompes axiales, à écoulement axial ; les pompes semi axiales.

V-2-2) Les pompes à écoulement radial

Ce sont les pompes centrifuges au sens strict. Elles permettent de relever des faibles débits sur de fortes hauteurs. La hauteur de refoulement croit avec le diamètre extérieur de la roue.

V-2-3) Les pompes axiales

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

V-2-4) pompes semi-axiales

Pour relever de forts débits sur de faibles hauteurs on montre que les vitesses d'entrée doivent être faibles. La hauteur de refoulement étant faible le diamètre de sortie est relativement faible d'où la construction d'une pompe hélico-centrifuge avec des dimensions importantes

V-3) Caractéristiques générales des stations de pompage

V-3-1) Dispositions générales

Les stations de pompages seront implantées à cote du canal d'adduction concerné. Elles seront alimentées par un court canal d'approche qui aboutira dans la bêche d'aspiration. Les pompes seront installées dans un bâtiment. Ce bâtiment sera construit pour abriter l'ensemble des installations suivantes :

- Equipement hydraulique, hydro –mécaniques principaux et auxiliaires.
- Appareillages électriques.

Le type de bâtiment choisi devra en premier lieu satisfaire aux facteurs suivants :

- Modes de raccordement des bâtiments à la prise d'eau.
- But de la station de pompage (AEP, irrigation).
- Type des pompages et des moteurs (à axe horizontal, vertical).
- Condition de la nature (climat, relief, géologie, hydrogéologie).
- Matériau de construction du bâtiment.

Notre bâtiment est en béton armé et en maçonnerie.

V-4) Choix de type et de nombre de pompe pour la station de pompage (SP)

V-4-1) Calcul de la Hauteur Manométrique totale (HMT)

La hauteur d'élévation totale ou hauteur manométrique totale (HMT) se calcule comme suit

$$H_{MT} = (H_g) + \sum h_p(\text{totale}) + P_{exh}$$

- **La hauteur géométrique (H_g)**

La hauteur géométrique (H_g) est la différence d'altitude entre la cote d'arrivée (réservoir) et celle de départ (niveau de pompage). Elle est calculée comme suit :

$$H_g = C_R - C_{SP} = 374 - 287 = 87 \text{ m}$$

- **Calcul des pertes de charge totales**

On distingue les pertes de charge linéaires et singulières

- **Pertes de charges linéaires H_L** : Les données expérimentales ont montré que pour une conduite de 1000m de longueur circulant un débit $\leq 3 \text{ m}^3/\text{s}$, on admet une perte de charge $\Delta H = 4 \text{ m}$

- **Pertes de charges singulières**

Elles représentent 15% des pertes de charges linéaires :

$$\text{Dans ce cas } \sum hp = \frac{L \times 4}{1000} 1.15 = \frac{420 \times 4}{1000} 1.15 = 1.93m$$

- Pression nécessaire à l'exhaure :

Si la Pression nécessaire a sortie du collecteur = (1.0 ÷ 1.5) m.c.e on prend: $P_{\text{exh}} = 1 \text{ m}$

$$\text{Donc } H_{\text{MT}} = 87 + 1.93 + 1 = 90 \text{ m}$$

V-4-2) Calcul du débit forcé :

Le débit d'équipement est obtenu sur la base du débit en tête du réseau, multipliant par un Coefficient 1.06 correspond à l'usure des roues des pompes en fonction du temps. On prend une Majoration de 6% comme marge de sécurité.

Le débit forcé est donné par la formule suivante :

$$Q_F = Q_{eq} + \frac{W_1 + W_2}{T}$$

$$\text{Avec } 1.1 \leq \frac{Q_F}{Q_{eq}} \leq 1.2$$

Q_{eq} : Débit d'équipement = $0.481 \text{ m}^3/\text{s}$;

W_1 : volume d'eau maximum journalier m^3 ;

W_2 : Volume réservé pour autres besoins = 120 m^3 , $T = 24 \text{ h}$;

Application:

$$W_1 = Q_{\text{Max}} \times T_{\text{Max}} = 0.6 \times 2 \times 3600 = 4320 \text{ m}^3 ;$$

$$Q_F = Q_{eq} + \frac{4320 + 120}{24 \times 3600} = 0.532 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{Q_F}{Q_{eq}} = \frac{0.532}{0.481} = 1.106$$

Le rapport $\frac{Q_F}{Q_{eq}}$ est dans la fourchette de 1,1 et 1,2 Donc on accepte ce débit forcé.

V-4-3) Choix de la variante de nombre de pompe :

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompes qui assure un débit total égal à ce débit maximum. Il faut aussi assurer le secours de la station, par une, ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne. Pour le choix des pompes on a, les pompes centrifuges à axe horizontal à double flux.

Donc notre choix est basé sur le nombre, et le type des pompes à utiliser.

a) Les critères à respecter dans le choix :

Les critères à respecter dans le choix sont :

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

b) Critères du choix de la variante du type de pompe :

- Assurer H_C et Q_C
- Anti-cavitation.
- Fabriquée en série.
- Encombrement et poids faible.
- Elle doit reprendre à la construction du bâtiment la plus économique.
- Vitesse de rotation élevée.
- Rendement meilleur.
- $(NPSH)_r$ minimal.
- P_{abs} minimale.

Dans notre cas, nous avons utilisé le logiciel CAPRARI pour faire le choix du type et du nombre des pompes. Le (tableau.1) englobe le type, le nombre et les caractéristiques de pompe choisie.

Tableau V- 1 : Caractéristiques des pompes disponibles

Caractéristiques de la pompe	n	Type de Pompe	Q(l/s)	HMT (m)	h%	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)
		6	PM 125/ 2 E	88.7	90	76.8	2950	123

- Nous avons donc choisi une série de (6) pompes plus deux (2) pompe de secours, en placer les pompe en parallèle

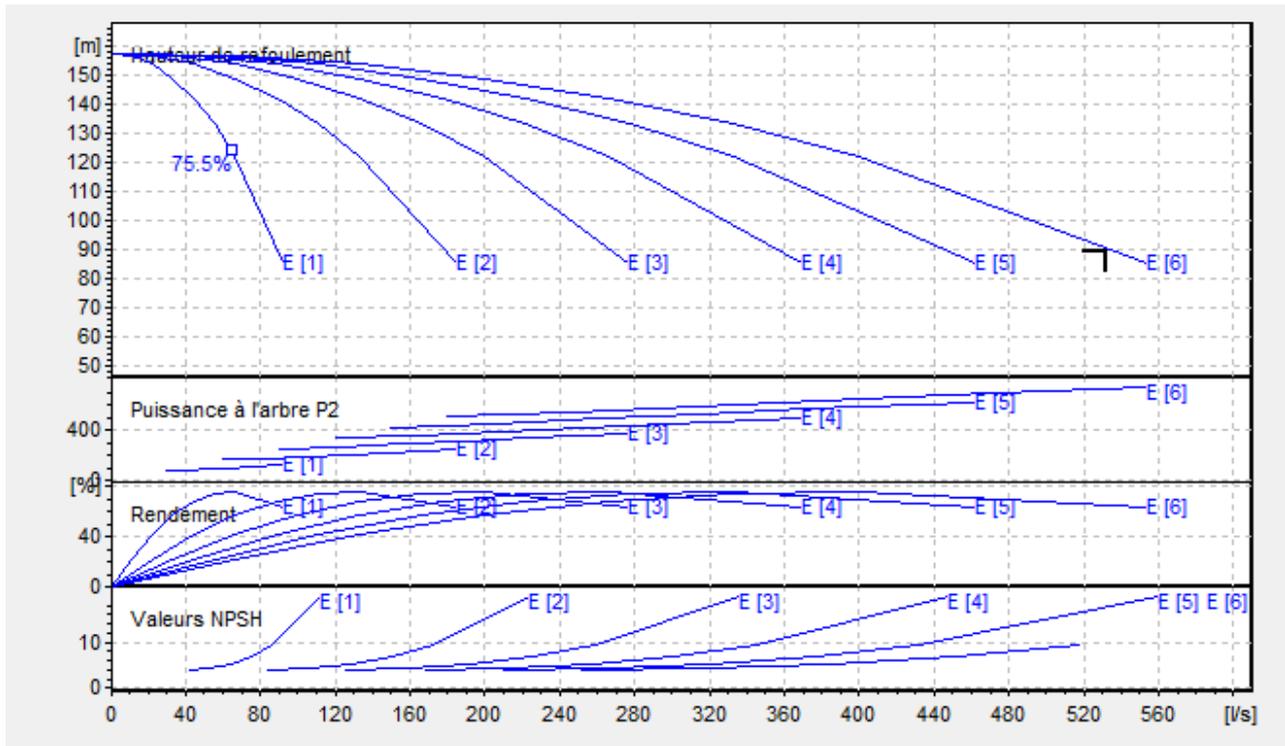


Fig. V-1 : Courbes caractéristiques de la pompe de type PM 125/ 2 E.

V-4-4) Détail des pompes choisies :

L'encombrement des pompes choisies sont représenté d'après le logiciel CAPRARI dans la Fig V-2

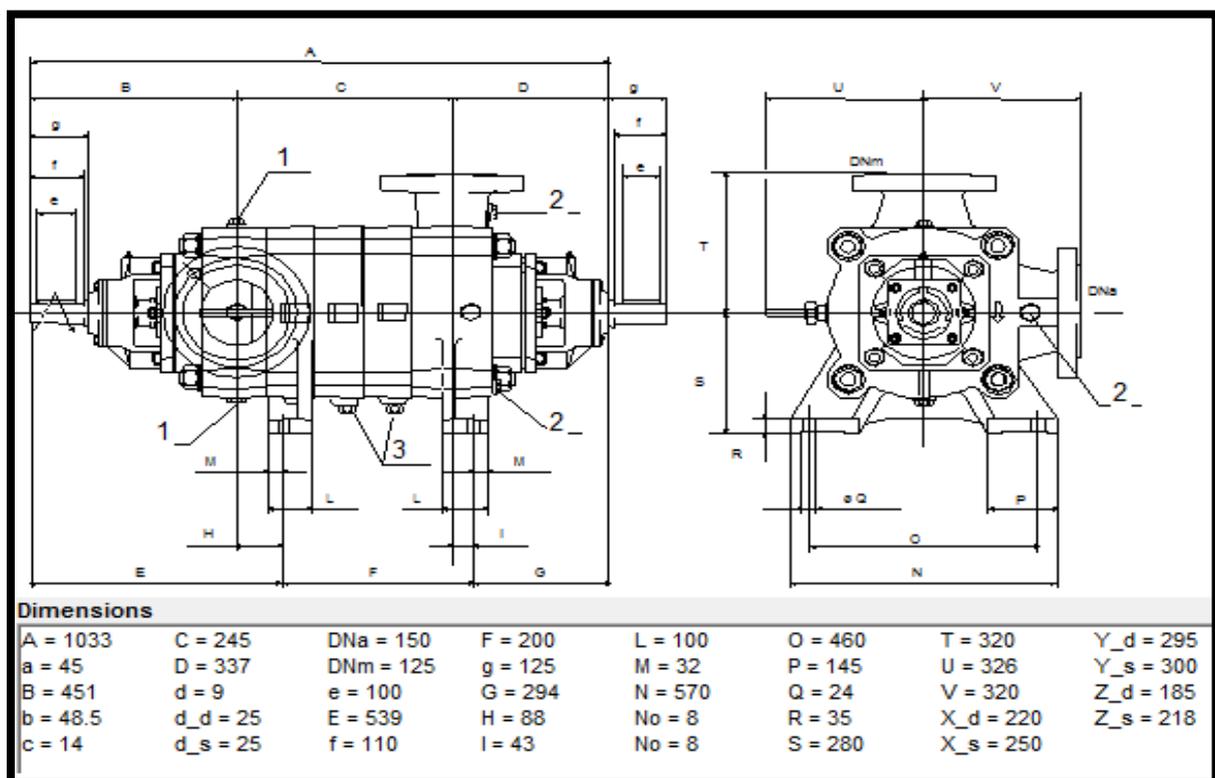


Fig V-2: Détail des dimensions des pompes choisies

V-4-5) Etude du phénomène de cavitation

On appelle cavitation la naissance et l'oscillation radiale de bulles de gaz et de vapeur dans un liquide soumis à une dépression. Si cette dépression est suffisamment élevée, la pression peut devenir inférieure à la pression de vapeur saturante, et une bulle de vapeur est susceptible de se former. Qui vont changer complètement le comportement du liquide. La cavitation hydrodynamique détruit le rendement de l'hélice ou de la pompe.

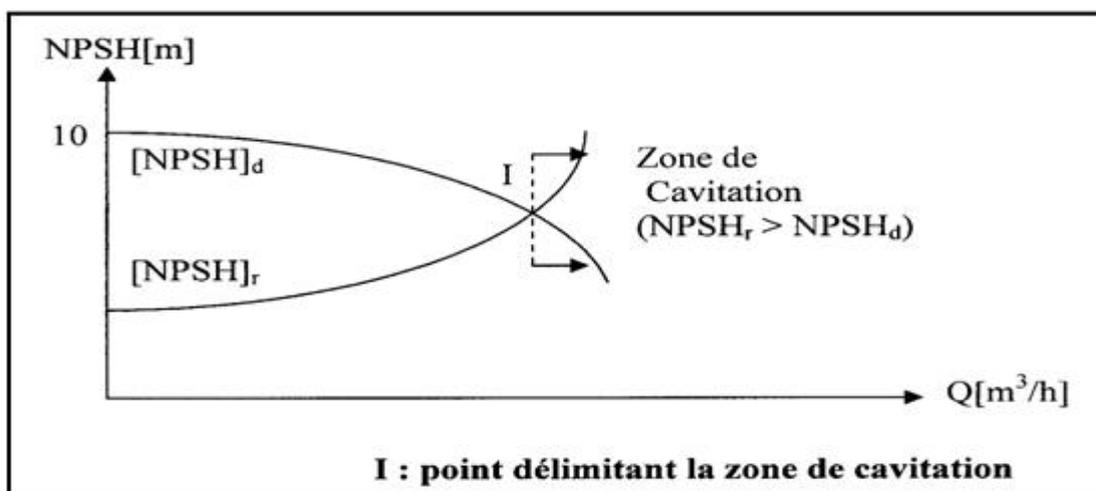


Fig. V-3 : Graphe des courbes NPSH

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

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

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

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

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

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

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

V : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s). $V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2}$;

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration, $D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a$

Avec : DN_a : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

(NPSH_r) : Déterminé d'après le (**Tableau V- 1**)

$\frac{P_{at}}{\varpi}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau VII-2)

$\frac{P_v}{\varpi}$: dépend de la température du liquide pompé (voir tableau VII-3)

Tableau V- 2 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.

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

Tableau V- 3 : Pression de vapeur en fonction de la température.

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

On a :

(NPSH_r) : Déterminé graphiquement égal à 5.96 m

La côte de la station de pompage est de 302 m NGA, par l'interpolation linéaire on trouve :

$$\frac{P_{at}}{\varpi} = 10.05 \text{ m}$$

La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{P_v}{\varpi} = 0.24 \text{ m}$

vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration = $V_{asp} = \frac{4 * 0,1064}{\pi * 0,3^2} = 1.5 \text{ (m/s)}$,

$$\sum h_{p_{asp}} = 1.5 * \Delta h_{asp}^{lin} = 1.15 * (4.10^{-3} L_{asp}) = 1.15 * (4.10^{-3} * 15) = 0.07 \text{ m}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10.05 - 0.24 - 0.07 - 0.115 - 5.96 - 0.5 = 3.165 \text{ m.}$$

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

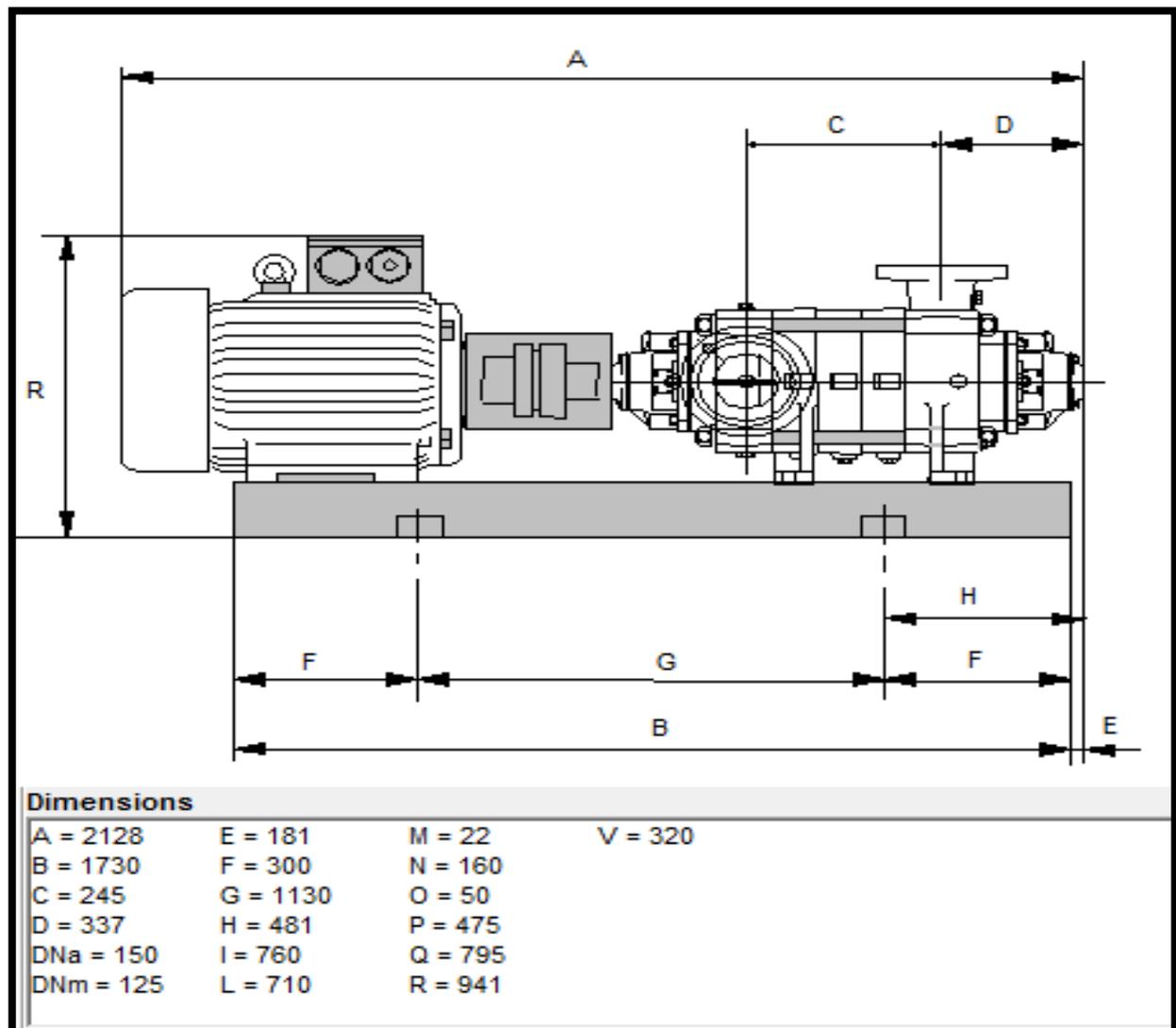
$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

$$(NPSH)_d = 10,05 - 0,24 - 0,07 - 0,11 - 3.165 = 6.5 \text{ m}$$

Donc notre pompe est loin de risque de cavitation.

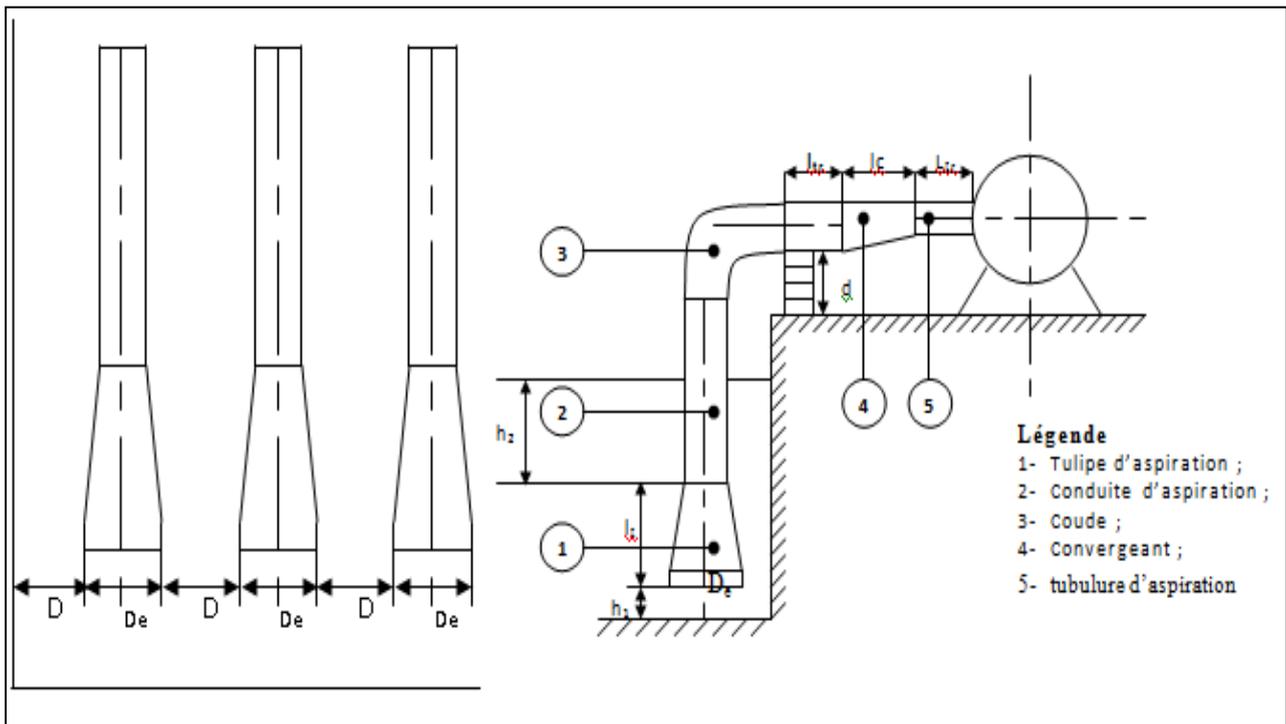
V-4-6) Les caractéristiques du moteur électrique choisi :

Fréquence	50HZ
Tension nominale	400V
Vitesse nominale	2950T/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	132 KW
Intensité nominale	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP55

V -4-2-7). Dimensions du moteur électrique (mm) :**Fig V-4:** Détail de dimension d'électropompe choisie

V -5). Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement :

- Le nombre de pompes installées est égale au nombre de conduites d'aspiration donc égale à 8 collecteurs.
- Prévoir une pente inférieure à 5% des conduites vers la station de pompage



FigV5) : schéma indicative de l'Equipment en amont de la pompe

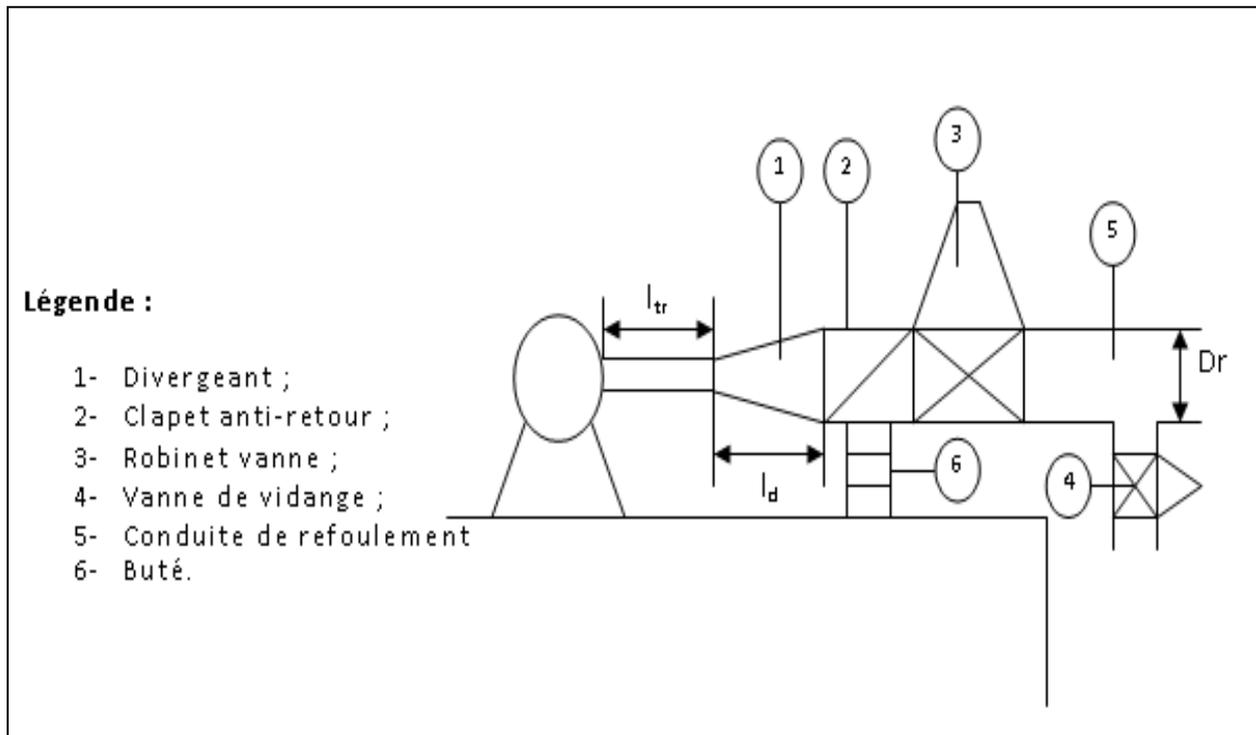
- l_t : Longueur du tulipe d'aspiration = $(3,5 \div 4) \cdot (D_a - d_a)$;
- l_{tr} : Longueur du tronçon avant et après le convergent ; $l_{tr} \geq 2D_a$;
- D_e : Diamètre du tulipe d'aspiration = $(1,2 \div 1,5)D_a$;
- D_a : Diamètre d'aspiration $D_a = 200\text{mm}$
- d_a : Diamètre de la pompe $d_a = 150\text{mm}$
- l_d : Hauteur de la buté portant la conduite, $l_d = 0,3\text{m}$ pour $D_a \leq 500\text{mm}$;
- h_1 : Hauteur de la tulipe d'aspiration du fond du puisard, $h_1 \geq 0,8D_e$;
- h_2 : Distance entre la tulipe d'aspiration et le plan d'eau, $h_2 = 2 \cdot D_e$;
- D : Espacement entre les tulipes d'aspiration, $D = (1,5 \div 2) D_e$;

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

Tableau V-4 : les dimensions des équipements amont installés

D_a (mm)	d_a (mm)	l_t (m)	l_{tr} (m)	l_d (m)	D_e (mm)	h_1 (m)	h_2 (m)	D (mm)
200	150	0.2	0.5	0.3	300	0.25	0.6	0.6

V-5-1) l'équipement en aval de la pompe



FigV-6) : Schéma indicatif de l'équipement en aval de la pompe

l_{tr} : Longueur du tronçon venant avant et après la singularité : $l_{tr} \geq 2.Dr$

Dr : diamètre de la conduite de refoulement;

l_d : Longueur du divergeant ; $l_d = (3,5 \div 4)(Dr - dr)$; on a l'assemblage de 8 pompes ;

dr : Diamètre de refoulement (pompe) ;

Tableau V-5 : les dimensions des équipements aval installé

Dr (mm)	dr (mm)	l_{tr} (m)	l_d (m)
630	150	1.6	1.2

V-6) Caractéristique de la conduite de refoulement

Le dimensionnement de la conduite de refoulement s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement

V-6-1) Calcul des diamètres

Pour dimensionner la conduite de refoulement, on applique la formule de Bonin pour une première approximation :

$$D = \sqrt{Q}$$

Avec: **D** : Diamètre **intérieur** de la conduite en m

Q : Débit véhiculé par la conduite en m³/s

Donc nous avons : $D = (0.532)^{0.5}$

$$D = 0.73 \text{ m}$$

Le diamètre calculé obtenu est de 700 mm. Cependant, ce diamètre paraît important, une analyse technico-économique, incluant plusieurs paramètres, devra nous orienter vers le meilleur diamètre.

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

Tableau V-6 : Calcul de la HMT pour divers diamètres de conduite

Diamètre Ex (mm)	Diamètre In (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Hg (m)	HMT (m)
450	432.8	420	0.532	3.618	87	99.953
560	538.6	420	0.532	2.336	87	91.137
630	605.9	420	0.532	1.846	87	90.358
710	682.8	420	0.532	1.454	87	88.201
800	769.4	420	0.532	1.145	87	87.645

Tableau V- 7: Calcul des dépenses énergétique annuelles en fonction des diamètres

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (kw)	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation Annuelle (DA)	Dépenses annuelles (DA)
450	0.532	99.953	652.062	1.503	7154353.73	8370593.86
560	0.532	91.137	589.462	1.503	6467522.74	7567001.61
630	0.532	90.358	575.391	1.503	6313131.36	7386363.70
710	0.532	88.201	571.762	1.503	6273320.90	7339785.46
800	0.532	87.645	652.062	1.503	7154353.73	8370593.86

Tableau V-8 : Calcul du prix de revient des diamètres de la conduite

Diamètre (mm)	prix de pose (DA)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Totale (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
450	1280	3977.92	420	2208326.4	0.09	198749.376
560	1592.88	7241.45	420	3710418.6	0.09	333937.674
630	1792	9926.64	420	4921828.8	0.09	442964.592
710	2620	10621.27	420	5561333.4	0.09	500520.006
800	3275.5	12460.58	420	6609153.6	0.09	594823.824

Tableau V-9 : Bilan technico-économique des diamètres choisis

Diamètre (mm)	Dépenses annuelles (DA)	Investissement (DA)	total (DA)
450	8370593.86	198749.376	8569343.24
560	7567001.61	333937.674	7900939.28
630	7386363.70	442964.592	7829328.29
710	7339785.46	500520.006	7840305.47
800	8370593.86	594823.824	8965417.68

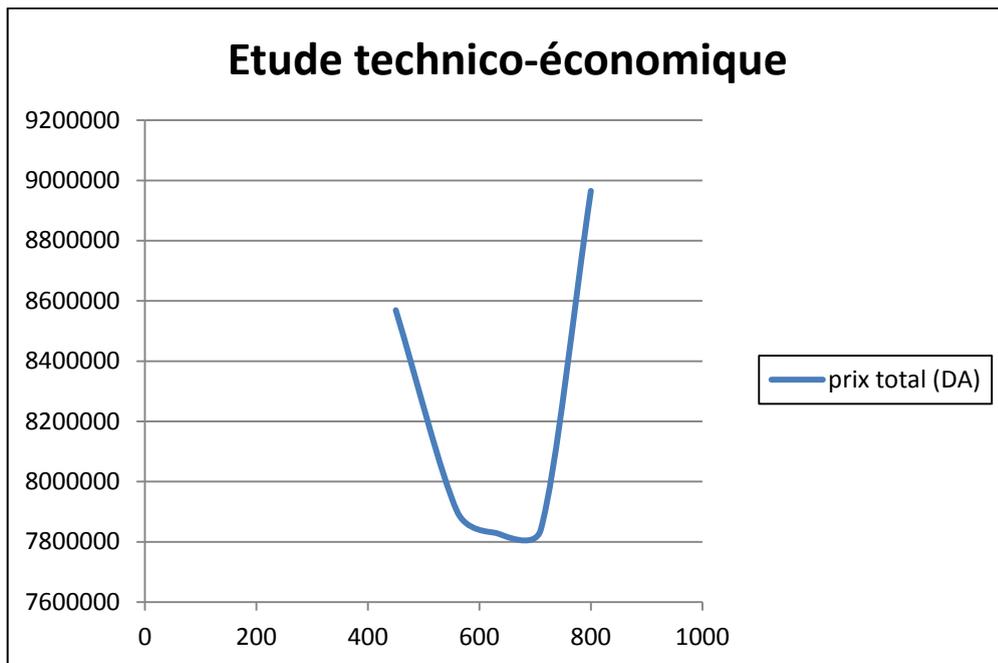


Fig. V-7 : Résultats de l'étude technico-économique

D'après le graphe précédent, on s'aperçoit que le diamètre optimal est de $D=630$ mm. On prend donc ce diamètre pour la conduite de refoulement.

V -7) Bâtiment de la station de pompage

Pour le dimensionnement de la station de pompage nous avons :

- ✓ Choix du bâtiment.
- ✓ Partie souterraine.
- ✓ Partie supérieure (salle des machines, salle annexe.)

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de pompage ;
- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.

On distingue donc les types bâtiments de stations de pompes résultants de ces conditions, d'où on a :

- Bâtiments type Bloc ;
- Bâtiments type bache sèche ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe noyée ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe dénoyée ;
- Bâtiments type surface ;
- Bâtiments type semi enterrée ;

V -7-1) Choix du bâtiment :

Les critères de choix sont représentés dans le (tableau V.10).

paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bache sèche	bache mouillée	de surface/semi enterre.
Q (m³/s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axial : Horizontal Vertical	Pompes centrifuges	Axial : Vertical	Pompes centrifuges.
h_a^{ad} (m).	< 0	< 0 ; > 0	; > 0	> 0
Variation du plan d'eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	/	Importante.

Dans notre cas on adopte pour type bâtiment semi enterre pour la station de pompage.

V -7-2) Dimensionnement de bâtiment de station pompage

A) Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_1 + H_2 + H_3$$

Où :

$$H_1 = H_p + H_s + H_r$$

H_p : hauteur de la pompe,

$$\text{A.N : } H_p = 1 \text{ m}$$

H_s : hauteur du socle **h_{socle}** = (0,3 ÷ 0,5) m en prend **h_{socle}** = 0,4m.

H_r : hauteur de réserve H_r = 0,5m ;

$$\text{A.N : } H_1 = 1 + 0.4 + 0.5 \Rightarrow H_1 = 1.9\text{m}$$

H₂ : hauteur du chariot, H₂ = 1.0 m ;

H₃ : hauteur de sécurité, H₃ = 0,5m ;

$$A.N : H_b = 1.9 + 1 + 0,5 \Rightarrow H_b = 3.4 \text{ m}$$

on prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 4.0 \text{ m}$.

B) Longueur du bâtiment :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

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

n: nombre de pompes, $n = 1$ (les pompes en parallèle).

L : longueur de la pompe et celle du moteur,

$$A.N: L = 2128 \text{ mm} \Rightarrow L = 2.128 \text{ m}.$$

$$n \times L = 1 \times 2.128 \Rightarrow L = 2.12 \text{ m}.$$

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = 1 \text{ m}$,

$$L_{int} = 1 \times 6 = 6 \text{ m}$$

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 2.5 \text{ m}$.

L_{pm} : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 1 \text{ m}$;

$$\text{Où : } L_{pm} = 2 \times 0.5 = 1 \text{ m}$$

$$A.N : L_b = 2.12 + 6 + 2.5 + 1 = 11.62 \text{ m}.$$

La station de pompage aura une longueur de **12 m**.

C) Largeur du bâtiment :

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + L_b + L_r + L_p$$

l_1 : distance entre mur et première pompe, $l_1 = 1.5 \text{ m}$

l_2 = distance entre mur et dernière pompe, $l_2 = 1.5 \text{ m}$.

L_b : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 3.0 \text{ m}$;

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

On prend : $L_r = 3 \text{ m}$.

L_p : longueur de la pompe et le moteur

On prend : $L_p = 1 \text{ m}$;

$$A.N: l_b = 1.5 + 1.5 + 3 + 3 + 1 = 10 \text{ m} ;$$

La station de pompage a une largeur de 10 m et de longueur de 12 m avec hauteur de 4 m.

V-8) Calcul des dimensions de la prise d'eau :

Et puisque notre prise d'eau est sur le lit de l'Oued donc il faut un système de régularisation de l'exploitation. Les dimensions de la prise d'eau seront comme suit :

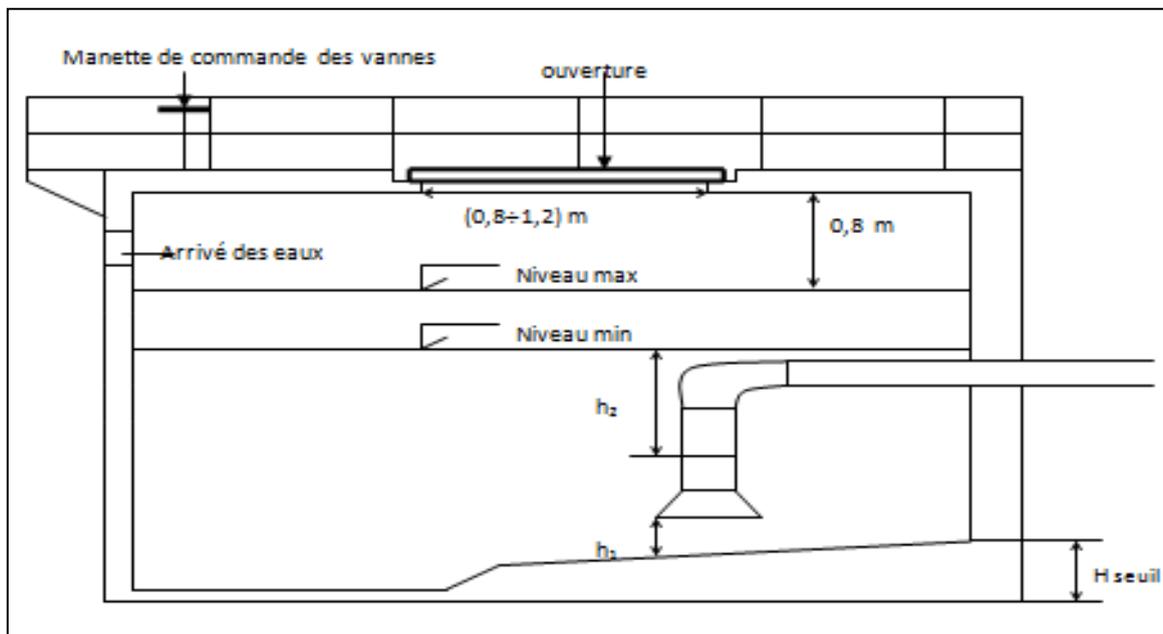


Fig. V-7 : Schéma de Prise D'eau

$$h_1 = (0,8 - 1) \cdot D_e \text{ Prenons } h_1 = D_e = 300 \text{ mm}$$

$$h_2 = (1 - 1,5) \cdot D_e \text{ prenons } h_2 = 1,5 \cdot D_e = 450 \text{ mm}$$

Et puisque la différence entre le niveau bas et le niveau haut est de l'ordre de $\approx 1,5 \text{ m}$

$$\nabla_{\text{Max}} = 11,5 \text{ m} \quad ; \quad \nabla_{\text{min}} = 10 \text{ m} ;$$

$\nabla_{\text{Max}} - \nabla_{\text{min}}$ ne dépasse pas 2 m , donc prévoir un seul bloc

L'ouverture étagée sera équipée par des grilles et des vannes à glissement, la surface de cet orifice :

$$H_{\text{seuil}} = 0,5 \text{ m} \text{ (généralement)}$$

Largeur du compartiment :

On a 8 conduites d'aspiration donc:

$$B_{\text{int}} = D + 8 \cdot D_e \quad , \quad \text{Sachant que : } D = (1,5 - 2) D_e$$

$$B_{\text{int}} = 600 + 8 \cdot 300 = 3000 \text{ mm}$$

Langueur du compartiment :

$$L = \frac{K * Q}{B(h1 + h2)} = \frac{20 * 0,532}{3 * (0,300 + 0,450)} = 4,72 \text{ m}$$

V-9) le réservoir :

L'emplacement d'un réservoir pose souvent un problème, à cet effet On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de périmètre.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre à alimenter.
- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigé dans le réseau.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à assurer la pression nécessaire

V-9-1) Rôles des réservoirs :

Les réservoirs ont plusieurs rôles dans un système d'irrigation, on peut citer :

- Assurer la réserve d'incendie.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée
- Jouer le rôle d'un relais.
- Régulariser le débit entrant et le débit sortant.

V-9-2) Dimensionnement du réservoir :

Le réservoir est dimensionné selon les besoins en eau des cultures au mois de pointe.

Le nombre des heures de pompage par jour= 16 heures ce qui nous permet de déterminer la valeur d'apport de = 6.25% chaque heure.

Le nombre des heures d'irrigation par jour=20 heures ce qui nous permet de déterminer la valeur de consommation=5. % chaque heure.

Le bilan de consommations et l'apport journalier d'eau dans le tableau suivant

Tableau V-11 : Le bilan de consommations et l'apport journalier d'eau.

Heur (h)	Apporte (%)	consommation (%)	Stockage (%)	Déstockage (%)	Volume (%)
1	0	0	0	0	5
2	0	0	0	0	5
3	0	0	0	0	5
4	0	0	0	0	5
5	0	5	0	-5	0
6	6.25	5	1.25		1.25
7	6.25	5	1.25		2.5
8	6.25	5	1.25		3.75
9	6.25	5	1.25		5
10	6.25	5	1.25		6.25
11	6.25	5	1.25		7.5
12	6.25	5	1.25		8.75
13	6.25	5	1.25		10
14	6.25	5	1.25		11.25
15	6.25	5	1.25		12.5
16	6.25	5	1.25		13.75
17	6.25	5	1.25		15
18	6.25	5	1.25		16.25
19	6.25	5	1.25		17.5
20	6.25	5	1.25		18.75
21	6.25	5	1.25		20
22	0	5	-5		15
23	0	5	-5	-5	10
24	0	5		-5	5

Le volume du réservoir sera égal :

$$Vu = \frac{C_{\% \max} + C_{\% \min}}{100} * Q_s = 327 \text{ m}^2$$

Le volume d'incendie 120 m^2

On prend un volume total de $V = 500 \text{ m}^3$

La forme géométrique de notre réservoir est circulaire il est sur élever Les dimensions du réservoir sont de 13m de diamètre, et 4m de hauteur

VII -10) Conclusion

Le système de pompage d'un réseau d'irrigation exige des calculs précis pour le choix du nombre de pompes et de ses caractéristiques.

Les calculs effectués ont mis en évidence le choix de 6 pompes en plus de deux pompes de secours, la protection contre la cavitation a été vérifiée, la station comprend.

- Une salle des pompes de dimensions (Longueur 12 m x largeurs 10 m)
- Une salle de commande pour l'appareillage électrique de dimensions (Longueur 8.80 m x largeur 4. m)
- Un réservoir circulaire pour un volume de 500 m³

Chapitre VI :
Calcul de l'installation
goutte a goutte

VI-1) Introduction :

L'irrigation localisée ou irrigation par le goutte à goutte peut être considérée comme une solution pratique aux problèmes de la sécheresse au même titre que les méthodes traditionnelles de l'irrigation de surface et de l'irrigation par aspersion

Elle permet une très grande efficacité de l'irrigation. Dans ce chapitre en va dimensionner une partie de notre périmètre par goutte à goutte dont le but principale d'économiser le maximum d'eau.

VI-2) Étude des techniques d'irrigation :

Les techniques d'irrigation peuvent être classées en deux grandes catégories :

L'irrigation gravitaire (de surface) et l'irrigation par surpression.

VI-2-1) L'irrigation gravitaire (de surface) :

Cette technique nécessite un gros volume d'eau par unité de surface, le procédé consiste la distribution de l'eau en utilisant la pente topographique. Elle est subdivisée en :

VI-2-1-1) L'irrigation par ruissellement :

Cette méthode consiste à faire couler l'eau sur la surface du sol qui s'y infiltre verticalement.

VI-2-1-2) L'irrigation par submersion :

Elle se pratique en recouvrant le sol avec une couche d'eau épaisse qui séjournera le temps nécessaire par là qu'elle s'infiltre à la profondeur utile. Cette profondeur est fonction des besoins nécessaires pour la croissance des plantes. Cette méthode reste valable dans le cas des terrains perméables et de pente inférieure à 2 %.

a) Les avantages de l'irrigation de surface

- ❖ Les investissements pour l'équipement sont peu élevés
- ❖ Pas de dépense pour la mise sous pression de l'eau
- ❖ possibilité de lessivage sans risques d'érosion

b) Les inconvénients sont :

- ❖ Pertes importantes d'eau ;
- ❖ Temps d'irrigation important ;
- ❖ Nécessité de nivellement du terrain.
- ❖ Main d'œuvre importante.

VI-2-2) l'irrigation par aspersion :

L'eau est acheminée aux cultures sous forme de pluie artificielle, grâce aux différents asperseurs alimentés en eau sous pression.



Fig VI-1 : l'irrigation par aspersion

a) Les avantages :

- ❖ Ne nécessite aucun aménagement préalable de la surface à irriguer
- ❖ Provoque une forte oxygénation de l'eau projetée en pluie
- ❖ Economie d'eau
- ❖ Favorise les conditions ambiantes
- ❖ Possibilité d'automatisation du système d'irrigation
- ❖ Nécessite moins de mains d'œuvres

b) les inconvénients :

- ❖ Coût élevé (prix d'achat du matériel très important) ;
- ❖ Tassement du sol ;
- ❖ Favorise le développement des mauvaises herbes ;
- ❖ Le déplacement des conduites après arrosage peut être difficile ;
- ❖ L'homogénéité de l'arrosage est dégradée si la vitesse de vent est importante ;
- ❖ En cas d'utilisation des eaux salées, il y'aura danger pour le feuillage

VI-2-3) l'irrigation localisée (goutte à goutte) :

L'irrigation localisée apporte l'eau nécessaire directement au pied des végétaux. Ce sont des systèmes très utilisés en maraichage, en arboriculture et en horticulture. Le plus connu de ces principes est sans doute le «goutte à goutte », d'autres systèmes existent également: tubes poreux alignés sur le sol ou mini-asperseurs. Ces derniers sont utilisés notamment en arboriculture (Mekki,1988). L'eau est acheminée aux cultures au moyen de tuyaux munis de goutteurs et s'écoule par ceux-ci sous forme de gouttes avec un faible débit.



Fig VI-2 : Système d'irrigation localisée

VI-3) structure d'un réseau gouttent à goutte :

Un réseau d'irrigation est l'ensemble d'organes, d'ouvrages et appareils qui assurent le transport, la répartition et la distribution à chaque exploitation agricole, dans chaque parcelle des eaux destinées à l'irrigation, sans oublier par ailleurs les organes qui doivent éventuellement évacuer les eaux en excès.

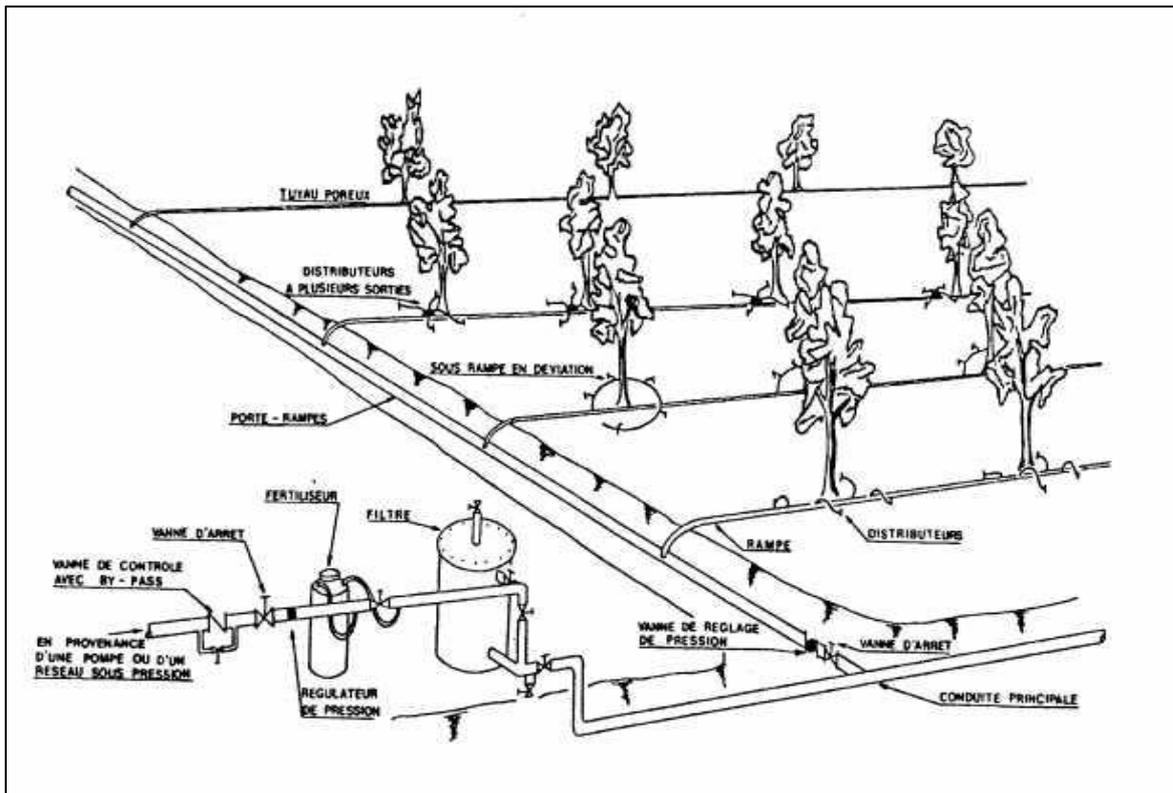


Fig : VI-3 : Partie essentielle d'une installation localisée

VI-3-1) un point de fourniture d'eau sous pression appropriée:

On utilise en générale des pompes centrifuge, mais pour la petite installation on utilise des pompes à piston. L'eau peut également provenir d'un réseau de distribution publique.

VI-3-2) L'unité de tête :

Reliée au point de fourniture d'eau. Elle permet de régulier la pression et le débit, de filtrer l'eau d'introduire des éléments fertilisants.

VI-3-3) La conduite principale:

Qui relie au point de fourniture d'eau les divers porte-rampes. Elle peut être en amiante-ciment, en PVC rigide ou en acier galvanisé

VI-3-4) Les porte- rampes :

Qui alimentent les rampes d'un seul cote ou des deux coté .Ils peuvent être soit en polyéthylène moyenne densité, soit en PVC.

VI-3-5) Les rampes :

Qui sont toujours en polyéthylène basse densité, à l'exception de quelque installation où l'on a utilisé du PVC rigide de petit diamètre. Les distributeurs y sont fixés avec un espacement prédéterminé. Il existe d'autres types de rampes qui assurent à la fois le transport et la distribution de l'eau, comme les rampes poreuse ou perforées.

VI-3-6) Les distributeurs :

Qui constituent la partie essentielle de l'installation, c'est à partir d'eux que l'eau sort, à la pression atmosphérique, en débits faibles et réguliers. Ils peuvent être des goutteurs à très faible débit, dont il existe de très nombreux types différents, des ajutages ou des mini diffuseurs dont le débit est un peu plus important.

VI-4) Dimensionnement d'un réseau d'irrigation goutte à goutte :**Données générales**

Choix de la culture : l'olivier.

Choix de l'ilot : l'ilot choisi pour l'arrosage par goutte à goutte est l'ilot N°22 d'une superficie de 3.76 ha, de forme rectangulaire qui présente des dimensions de 200x188, il est alimenté par la Borne B°22 qui dispose d'une pression de 6.4 bars.

Temps de travail : 20 heures par jour, et 25 jours par mois

Besoins en de pointes : 128.97mm. Mois de juil.

Caractéristique du goutteur :

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

VI-4-1) Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée**VI-4-1-1) les besoins journaliers :**

En eau d'irrigation localisée pour l'olivier sont calculés par les formules suivantes :

B_j = Besoin du mois de pointe (mm).

$$B_j = \frac{\text{besoin du mois de pointe}}{\text{Nombre de jours}}$$

$$B_j = \frac{128.97}{31} = 4.18 \text{ mm/j}$$

VI-4-1-2) Besoin journalier en tenant compte de la réduction K_r

En micro-irrigation, les apports d'eau étant localisés sur une portion très faible de la surface du sol située au voisinage des plantes, donc à l'ombre du feuillage, la part d'évaporation directe à partir du sol est réduite :

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

D'après Freeman et Garzoli $K_r = C_s + 0,5 \cdot (1 - C_s)$ $K_r = 0.80$

$$B_{j1} = 4.18 \cdot 0.8 = 3.3 \text{ mm/j.}$$

VI-4-1-3) La dose d'irrigation nette pratique

Le besoin d'irrigation, B_{net} , est le volume (ou la hauteur) d'eau d'irrigation théoriquement nécessaire pour obtenir une production normale sur l'ensemble de la surface cultivée (à l'exclusion des pertes et de la contribution des autres ressources).

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

Tel que : H_{cc} : humidité à la capacité au champ ($H_{cc} = 26\%$)

H_{pf} : humidité au point de flétrissement ($H_{pf} = 14\%$)

Y : degré d'extraction de l'eau du sol ($Y = 2/3$)

Z : profondeur d'enracinement en ($Z = 1200 \text{ mm}$)

D_a : est la densité apparente du sol (D_a)

$RFU = 95.04 \text{ mm}$

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)

On obtient $P = 25\%$

La dose nette corrigée

$$D_p = 110.8 * 0.25 = 27.72 \text{ mm}$$

VI-4-2) Fréquence des arrosages

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

$$Fr = \frac{Dose\ nette}{B_{jl}} = \frac{27.72}{3.3} = 8 \text{ jour}$$

Donc on prend $Fr = 8$ jours.

Après détermination de la fréquence d'arrosage, on recalcule

- La dose réelle :

$$D_r = Fr * B_{jl} = 8 * 3.3 = 26.4 \text{ mm}$$

- La dose brute :

$$D_{brute} = \frac{D_r}{C_u * eff} = \frac{26.4}{0.9 * 0.9} = 32.3 \text{ mm}$$

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

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

VI-4-3) Durée d'arrosage par mois :

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{D_n * S_a * S_r}{n * q_g} \\ &= \frac{32.3 * 4 * 4}{4 * 2} = 64 \text{ heures/mois} \end{aligned}$$

VI-4-4). Durée d'arrosage journalier :

$$\begin{aligned} D_j &= \frac{\text{durée d'arrosage}}{Fr} \\ &= \frac{64}{8} = 8 \text{ heures/jour} \end{aligned}$$

VI-4-5) Nombre de poste :

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$\begin{aligned} N &= \frac{\text{Temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}} \\ &= \frac{20}{8} = 2 \text{ postes} \end{aligned}$$

VI-4-6) Surface d'un poste :

$$S_p = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}} = \frac{3.76}{2} = 1.88ha$$

VI-5) Calcul hydraulique :**VI-5-1) Conditions hydrauliques de base :**

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)

$$\frac{\Delta q}{q(g)} = \frac{\Delta H}{H(n)}$$

Telle que : $q(g)$: débit nominal du goutteur

$H(n)$ pression nominal

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

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

VI-5-2) Le débit :

$$Q_r = Q_g \cdot N_{g/r}$$

$$Q_{pr} = Q_r \cdot N_r$$

Avec :

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

- Q_{pr} : Débit de porte rampe
- ✓ La longueur de la rampe : **188m**
- ✓ La longueur de la porte rampe : **100m**

VI-5-3) Le nombre d'arbres par rampe :

$$N_{arbres} = \frac{L_r}{E_r} = \frac{188}{4} = 47 \text{ arbres}$$

$$N_{arbres} = \mathbf{47 \text{ arbres}}$$

VI-5-4) Nombre des goutteurs par rampe :

$$N_g = N_{arbres} * n = 47 * 2 = 94 \text{ goutteurs}$$

$$N_g = \mathbf{94 \text{ goutteurs}}$$

VI-5-5) Le nombre des rampes :

$$N_{rampe} = \frac{L_{pr}}{E_r} = \frac{100}{4} = \mathbf{25 \text{ rampes}}$$

$$N_{rampe} = \mathbf{25 \text{ rampes}}$$

VI-5-6) Débit de la rampe :

$$Q_r = N_g * Q_g$$

$$Q_r = 94 * 4 = 376 \text{ l/h}$$

$$Q_r = \mathbf{376 \text{ l/h}}$$

VI-5-7) Débit de la porte rampe :

$$Q_{Pr} = Q_r * N_r = 376 * 25 = 9900 \text{ l/h}$$

$$Q_{Pr} = \mathbf{9900 \text{ l/h}}$$

VI-5-8) Dimensionnement des canalisations du réseau :

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

VI-5-8-1) La conduite tertiaire (conduite d'approche):

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

VI-5-8-2) Porte-rampes :

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

VI-5-8-3) Les rampes :

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

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

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

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

Avec :

- $P_{dc}(r)$: la perte de charge dans la rampe
- $Q(r)$: le débit de la rampe en l/h
- $L(r)$: la longueur de la rampe en m
- $\varnothing_r (cal)$: le diamètre de rampes
- $\varnothing_{pr} (cal)$: le diamètre de porte rampe

$D_{rampe} = 15.64$ mm, on prend un diamètre normalisé : DN = **16mm**

VI-5-8-4) Vérification des pertes de charges :

Pour la détermination des pertes de charges des différents tronçons de la canalisation après choix du diamètre, on applique la formule de « Tison ».

La perte de charge unitaire

$$i = \frac{0.478}{2.75} \cdot D^{-4.75} \cdot Q^{1.75}$$

La perte de charge le long de la conduite en (m)

$$j = \frac{L}{2.75} \cdot i \quad \text{Ou}$$

: L : la longueur de la conduite ;

Q : débit (l/h) ;

D : diamètre intérieur de la canalisation ;

VI-5-8-5) Calculs hydrauliques de la rampe :

Tableau VI-1 Caractéristique de la conduite de la rampe

culture	Lr(m)	Ng	Qr (l/h)	hr(m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	hcal(m)
Olivier	188	94	376	1.2	15.6	16	0.72

VI-5-8-6) Calculs hydrauliques de la porte rampe :

Tableau VI-2 Caractéristiques de la conduite de la porte rampe

culture	Lpr(m)	Nr	Qpr (l/h)	hpr(m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	hcal(m)
Olivier	100	25	9900	0.6	50.5	60	0.52

La valeur de la perte de charges calculée est inférieure à 0.6 mce (hpr max).

D'après les deux tableaux précédents, on voit que les pertes de charges totales n'ont pas dépassé la limite imposée par la règle de Christiansen.

VI-5-8-7) Calcul du diamètre de la conduite principale à la sortie de la borne

La conduite principale alimente les deux poste Pour calculer le diamètre on doit fixer la Vitesse d'écoulement (valeur optimale) d'environ 1.25 m/s tel que :

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

avec : Q : débit de la conduite considérée (m³/s);

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Tableau VI-3) Caractéristiques de la conduite de la porte rampe principale à la sortie de la borne

Conduite principale	Longueur m	Diamètre mm	Débit (l/h)	Perte charge M
Olivier	150	75	19800	0.38

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.

$$h = 10 + 0.72 + 0.52 + 0.38 = 11.62 \text{ m}$$

VI-6) Conclusion

Il est clair que le mode d'irrigation goutte à goutte offre une meilleure économie d'eau d'une part, d'autre part une pression de 1 bar sera suffisante au goutteur.

Contrairement au mode d'irrigation par aspersion qu'il nécessite une pression importante.

Chapitre VII :

Organisation de chantier

VII-1) Introduction

Le but de l'organisation de chantiers est, à cet effet, de réalisation des projets dans des façons détails courts de moindres couts.

L'organisation de chantier consiste à recherche constamment la meilleure façon d'utiliser de façon économique la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier

La démarche des travaux consiste à respecter en premier lieu le contrat du projet.

- a) Installation du chantier, en évitant tout obstacle et, en protégeant les lieux.
- b) Confection des fosses :
- c) Respect des profondeurs et des largeurs suivant le contrat signé.

Les travaux de réalisation sont répartis comme suit :

VII-2) Travaux de topographie :

Implantation des axes des conduites et levé général pour l'étude d'exécution

VII-3) Travaux de déblai en tranché :

VII-3-1) Largeur maximale de la tranchée

La largeur de la tranchée ne doit pas dépasser le maximum spécifié dans le calcul de résistance mécanique car elle a une influence notable sur la charge de remblai supportée par le conduit

VII-3-2) Largeur minimale de la tranchée

La largeur retenue, fonction de la profondeur de la tranchée, , du diamètre nominal du tuyau et de son diamètre extérieur, est telle qu'il est aisé d'y placer les tuyaux et autres éléments, d'y réaliser les assemblages et d'y effectuer convenablement les remblais et les opérations de compactage autour de la conduite.

La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + (0.5-1.2)$$

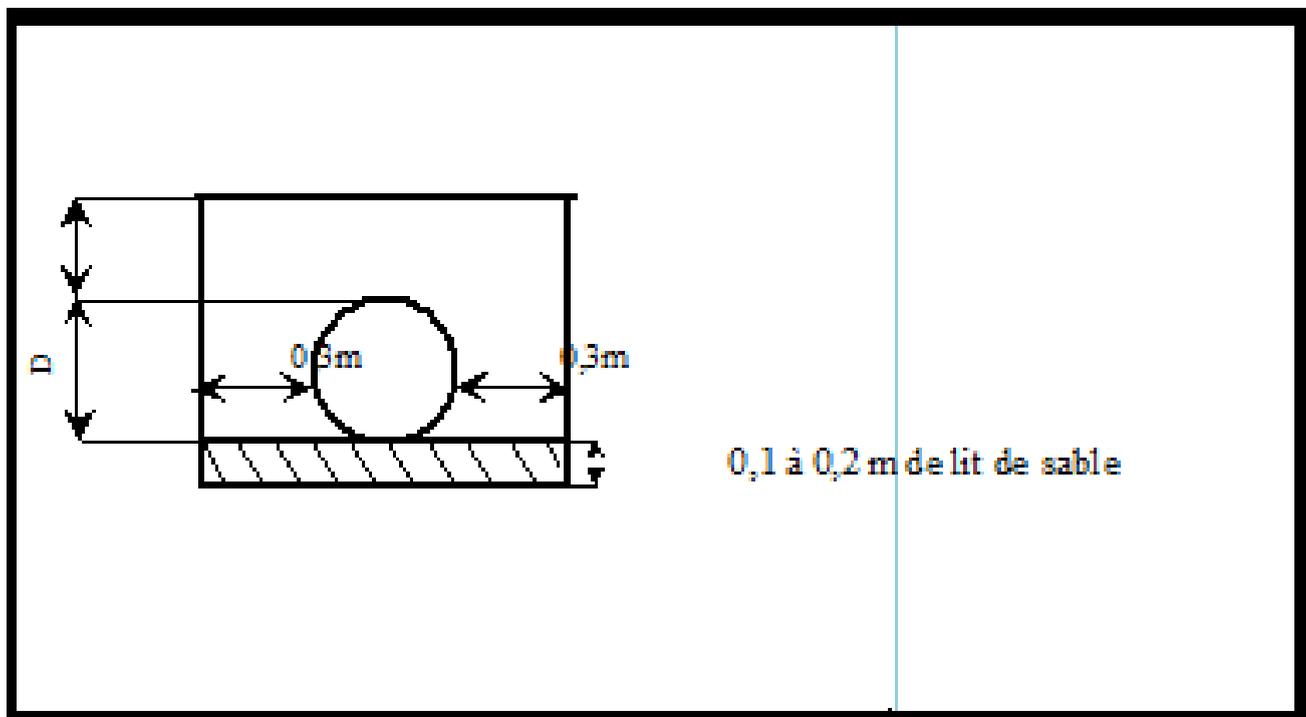
Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

A) profondeur de la tranchée

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



$H = e + d + h$ (m) Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur de lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite.

B) Calcul du volume de déblai

La surface à calculer est la surface rectangulaire

$$S = B * H$$

$$B = d + (0.5 - 1.2)$$

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

$$H = 1 + \emptyset \text{ m}$$

VII-4) Travaux de nivellement et vérification

VII-5) Mise en place des lits de sable de 12cm d'épaisseur Lit de pose

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

$$V = e \cdot b \cdot L$$

VII-6) Mise en place des conduites

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;

Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;

Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;

A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers

VII-7) Travaux 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 ;

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

V_r : Volume du remblai compacté (m^3) V_d : Volume du déblai (m^3)

V_s : Volume du sable

V : Volume occupé par la conduite (m^3)

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite.

VII-8) Choix des engins de terrassement :

Pour l'excavation des tranchées de notre réseau, on optera pour la pelle rétro.

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- creuser au-dessous de la surface d'appui
- creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical
- creuser à une profondeur importante
- creuser dans la direction de la machine

VII-9) devis quantitatif des travaux réalisés :**Tableau VII-1) devis quantitatif des travaux réalisés**

N°	Désignation	Unité	Quantité
01	Déblai	M ³	13749
02	Sable	M ³	3182
03	Conduite en PEHD : <ul style="list-style-type: none"> - Ø710 - Ø630 - Ø500 - Ø450 - Ø400 - Ø315 - Ø300 - Ø250 - Ø200 - Ø160 - Ø125 - Ø110 - Ø90 - Ø75 	MI MI MI MI MI MI MI MI MI MI MI MI MI MI MI	334 18 980 412 1021 444 1043 750 2301 2921 1273 518 840 99
04	Mise en place des vannes: <ul style="list-style-type: none"> - Bornes - vanne de sectionnement - vidanges 	U U U	60 13 10
05	l'équipement de la station de pompage. Pompe Robinet Vanne Joint de démontage Clapet anti-retour Manchettes Cônes Manomètre de mesure de pression	U U U U U U U	8 8 8 8 8 8 8

06	Remblai	M ³	6076
----	---------	----------------	------

VII-10) Devis estimatif :**VII-10-1) Devis estimatif du réseau de distribution :****Tableau VII-2) Volume et cout des travaux total**

N °	Désignation	Quantité	PRIX U DA	PRIX T DA
1	Déblai	13749	300	4124700.0
2	Sable	3182	800	2545600.0
3	Remblai	6076	200	1215200.0
conduite				
4	710	334	10621	3550281.7
	630	18	8709.2	156766.0
	500	980	7141.6	6998729.2
	450	412	5856.1	2412704.8
	400	1021	4802.0	4902826.9
	315	444	3937.6	1748306.8
	300	1043	3228.9	3367695.6
	250	750	2647.7	1985745.7
	200	2301	2171.1	4995659.7
	160	2921	1780.3	5200219.0
	125	1273	1459.8	1858370.6
	110	518	1197.1	620405.1
	90	840	981.6	824538.5
75	99	804.9	79685.8	
				46587435

VII-10-2) Devis estimatif pour les accessoires :

On prend le prix des accessoires (les vannes, les raccords unions, bouchons, goutteurs, réduction) = 0,25 du prix total de réseau d'irrigation

$$=0,25*46587435$$

$$= 11646858DA$$

VII-10-3) Devis estimatif pour les ouvrages:

$$D_{\text{ouvrages}} = D_{\text{réservoir}} + S_{\text{station de pompage}} = 1\,050\,000 + 3\,500\,000 = 4\,550\,000 \text{ DA}$$

VII-10-4) Devis estimatif hors taxe du projet :

$$\begin{aligned} DT &= D_{\text{réseau}} + D_{\text{accessoire}} + D_{\text{ouvrages}} \\ &= 4\,550\,000 + 1\,164\,685 + 4\,658\,743 = 6\,278\,429 \text{ DA} \end{aligned}$$

VII-10-5) . Devis estimatif Total avec TVA de notre projet:

$$\begin{aligned} \text{TVA} &= 17\% \\ \text{TVA} &= 17\% D_T = 0,17 * 6\,278\,429 = 1\,067\,332,9 \text{ DA} \\ \text{Prix TTC} &= \text{prix hors taxe} + \text{TVA} = 7\,345\,762,9 \text{ DA} \end{aligned}$$

VII-11) CONCLUSION

D'après l'étude de ce projet on a arrivé de déterminer le coût du notre projet qui est de 73457623 DA

Après la fin des travaux une équipe composée par les différentes parties (maitre de l'ouvrage, bureau d'études et l'entreprise) a été réunie sur les lieux du projet pour faire des opérations d'essai avant procéder à la réception provisoire du projet

Conclusion générale

L'objectif de notre présent travail est l'introduction de la technique d'arrosage performante (goutte à goutte) dans le but d'assurer une répartition de l'eau de façon uniforme et économique, facteur le plus essentiel dans une telle étude.

L'étude du climat (précipitation-température), montre que notre région a un étage biochimique : semi-aride et un sous étage : hiver chaud ; et l'analyse du sol nous donne un sol de texture limoneux argileuse, non salé avec une quantité de matière organique moyenne, nécessite une fertilisation minérale et organique aux cours des périodes sèches.

L'analyse de l'eau d'irrigation indique que notre eau est de classe C2-S2 selon le diagramme de classification des eaux d'irrigation, présentant un risque faible de salinité.

L'étude hydrologique nous permet de choisir la série pluviométrique annuelle qu'on doit prendre pour le calcul ET.

Les cultures ont été choisies d'après les données climatiques de la région d'étude et la nature de notre sol.

La détermination de l'évapotranspiration a été calculée par la méthode de Penman, et nous avons utilisés le logiciel CROPWAT pour le calcul des besoins en eau des cultures. De point de vue économique, la meilleure technique pour l'irrigation des arborée cultures est le micro-irrigation, avec l'utilisation des équipements qui présentent plusieurs avantages dans le domaine exploitation.

D'autre part, on peut dire que cette technique d'arrosage est plus adaptée dans notre pays d'après le contexte actuel de la sécheresse des dernières années et le développement au niveau de l'économie national.

Le calcul technico-économique montre que les investissements sont plus importants pour ce type d'irrigation.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Jean Robert Tiercelin : Traité de l'irrigation (Technique et documentation 1998) **p 100.**

[2] Bulletin DE FAO N° 30 : Les besoins en eau des cultures **p40.**

[3] Bulletin DE FAO N° 24 : Les besoins en eau des cultures, 1975 (A C* E F) **p 45.**

[4] L , Vermeiren : L'irrigation localisée: calcul, mise en place, exploitation, contrôle du fonctionnement 1983 **p 05 .**

[5] M. MESSAHEL (1988) : Irrigation au goutte à goutte (Régime d'irrigation) Edition O.P.U Alger **p102.**

[6]Y .Labye : Conception et optimisation des reseaux d'irrigation, 1996 **p70.**

ANNEXES

Coefficient culturaux (kc)

2. COEFFICIENTS CULTURAUX (Kc)

CULTURE	Stades de développement de la culture					Durée totale de la période végétative
	Initial	Développement	Mi-saison	Arrière saison	Récolte	
Bananiier tropical	0.4-0.5	0.7-0.85	1.0-1.1	0.9-1.0	0.75-0.85	0.7-0.8
subtropical	0.5-0.65	0.8-0.9	1.0-1.2	1.0-1.15	1.0-1.15	0.85-0.95
Haricot vert	0.3-0.4	0.65-0.75	0.95-1.05	0.9-0.95	0.85-0.95	0.85-0.9
sec	0.3-0.4	0.7-0.8	1.05-1.2	0.65-0.75	0.25-0.3	0.7-0.8
Chou	0.4-0.5	0.7-0.8	0.95-1.1	0.9-1.0	0.8-0.95	0.7-0.8
Coton	0.4-0.5	0.7-0.8	1.05-1.25	0.8-0.9	0.65-0.7	0.8-0.9
Raisin	0.35-0.55	0.6-0.8	0.7-0.9	0.6-0.8	0.55-0.7	0.55-0.75
Arachide	0.4-0.5	0.7-0.8	0.95-1.1	0.75-0.85	0.55-0.6	0.75-0.8
Maïs doux	0.3-0.5	0.7-0.9	1.05-1.2	1.0-1.15	0.95-1.1	0.8-0.95
grain	0.3-0.5*	0.7-0.85*	1.05-1.2*	0.8-0.95	0.55-0.6*	0.75-0.9*
Oignon sec	0.4-0.6	0.7-0.8	0.95-1.1	0.85-0.9	0.75-0.85	0.8-0.9
vert	0.4-0.6	0.6-0.75	0.95-1.05	0.95-1.05	0.95-1.05	0.65-0.8
Pois, frais	0.4-0.5	0.7-0.85	1.05-1.2	1.0-1.15	0.95-1.1	0.8-0.95
Poivron, frais	0.3-0.4	0.6-0.75	0.95-1.1	0.85-1.0	0.8-0.9	0.7-0.8
Pomme de terre	0.4-0.5	0.7-0.8	1.05-1.2	0.85-0.95	0.7-0.75	0.75-0.9
Riz	1.1-1.15	1.1-1.5	1.1-1.3	0.95-1.05	0.95-1.05	1.05-1.2
Carthame	0.3-0.4	0.7-0.8	1.05-1.2	0.65-0.7	0.2-0.25	0.65-0.7
Sorgho	0.3-0.4	0.7-0.75	1.0-1.15	0.75-0.8	0.5-0.55	0.75-0.85
Soja	0.3-0.4	0.7-0.8	1.0-1.15	0.7-0.8	0.4-0.5	0.75-0.9
Betterave sucrière	0.4-0.5	0.75-0.85	1.05-1.2	0.9-1.0	0.6-0.7	0.8-0.9
Canne à sucre	0.4-0.5	0.7-1.0	1.0-1.3	0.75-0.8	0.5-0.6	0.85-1.05
Tournesol	0.3-0.4	0.7-0.8	1.05-1.2	0.7-0.8	0.35-0.45	0.75-0.85
Tabac	0.3-0.4	0.7-0.8	1.0-1.2	0.9-1.0	0.75-0.85	0.85-0.95
Tomate	0.4-0.5	0.7-0.8	1.05-1.25	0.8-0.95	0.6-0.65	0.75-0.9
Pastèque	0.4-0.5	0.7-0.8	0.95-1.05	0.8-0.9	0.65-0.75	0.75-0.85
Blé	0.3-0.4	0.7-0.8	0.5-1.2	0.65-0.75	0.2-0.25	0.8-0.9
Luzerne	0.3-0.4				1.05-1.2	0.85-1.05
Agrumes sarcles						0.65-0.75
sans sarclage						0.85-0.9
Olivier						0.4-0.6

Premier chiffre : avec forte humidité (HR_{min} > 70%) et vent faible (U < 5 m/sec).
 Second chiffre : avec faible humidité (HR_{min} < 20%) et vent fort (> 5 m/sec).

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage n° 33, Tableau 18.

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)

PAIX DU TUBE PEHD CHIALI



Usine & Siège : Voie A Zone Industrielle BP 160 - 22000 Sidi Bel Abbès

Téléphone : 048 55 11 90 / 55 65 65 / 061 24 09 19 / 070 94 97 49

Télécopie : 048 55 58 58 / 56 92 70 / 56 50 33

Site Web : www.groupe-chiali.com e-mail : info@groupe-chiali.com

TUBE PEHD EAU POTABLE PN10

Référence	Désignation	Diamètre		Qualité	Pression	Prix HT		Prix TTC	
		Ext en MM	Int en MM			le ML	le ML	le ML	le ML
11 003 0161	Tube PEHD	16	---	PE80	10 Bars	---	---	---	---
11 003 0201	Tube PEHD	20	2.0	PE80	10 Bars	26.31	30.78	---	---
11 003 0251	Tube PEHD	25	2.0	PE80	10 Bars	33.85	39.60	---	---
11 003 0321	Tube PEHD	32	2.4	PE80	10 Bars	52.60	61.56	---	---
11 003 0401	Tube PEHD	40	3.0	PE80	10 Bars	82.33	96.33	---	---
11 003 0501	Tube PEHD	50	3.7	PE80	10 Bars	125.79	147.17	---	---
11 003 0631	Tube PEHD	63	4.7	PE80	10 Bars	188.07	212.79	---	---
11 003 0751	Tube PEHD	75	5.6	PE80	10 Bars	281.31	320.13	---	---
11 007 0901	Tube PEHD	90	5.4	PE100	10 Bars	335.47	392.50	---	---
11 007 1101	Tube PEHD	110	6.6	PE100	10 Bars	495.40	579.62	---	---
11 007 1251	Tube PEHD	125	7.4	PE100	10 Bars	611.13	718.47	---	---
11 007 1601	Tube PEHD	160	9.5	PE100	10 Bars	1033.79	1209.53	---	---
11 007 2001	Tube PEHD	200	11.9	PE100	10 Bars	1617.42	1892.38	---	---
11 007 2501	Tube PEHD	250	14.8	PE100	10 Bars	2510.95	2937.81	---	---
11 007 3151	Tube PEHD	315	18.7	PE100	10 Bars	4003.95	4684.67	---	---
11 007 4001	Tube PEHD	400	23.7	PE100	10 Bars	6474.42	7616.57	---	---
11 007 5001	Tube PEHD	500	29.7	PE100	10 Bars	10021.19	11724.79	---	---
11 007 6301	Tube PEHD	630	37.4	PE100	10 Bars	15153.49	17729.58	---	---

- TVA = 17%.

- Longueur de Tubes : du Diamètre \leq au 20 mm les Tubes sont en couronne de 200 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre \geq au 25 mm les Tubes sont en couronne de 100 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre 90 mm au 110mm les Tubes sont en rouleaux de 50 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm les Tubes sont en longueur de 12 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre \geq au 160 mm les tubes sont en longueur de 06 ml ou de 12 ml.

- Jonction par soudure électrique, ou avec raccords à compression.

- Pour toutes informations complémentaires, prière contacter le Service Commercial

TUBE PEHD EAU POTABLE PN16

Référence	Désignation	Diamètre		Qualité	Pression	Prix HT		Prix TTC	
		Ext en MM	Int en MM			le ML	le ML	le ML	le ML
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	29.61	34.64	---	---
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	48.03	56.70	---	---
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	75.47	88.30	---	---
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	116.64	136.47	---	---
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	180.68	211.40	---	---
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	288.17	327.16	---	---
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.6	PE80	16 Bars	404.81	473.63	---	---
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	488.62	571.69	---	---
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	721.62	844.20	---	---
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	934.26	1093.08	---	---
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1526.93	1786.51	---	---
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.7	PE100	16 Bars	2397.85	2805.48	---	---
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	3709.88	4240.56	---	---
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	5881.51	6881.37	---	---
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	9500.99	11116.05	---	---
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	14816.89	17335.26	---	---
11 008 6301	Tube PEHD	630	57.3	PE100	16 Bars	22513.26	26341.10	---	---

- TVA = 17%.

- Longueur de Tubes : du Diamètre \leq au 20 mm les Tubes sont en couronne de 200 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre \geq au 25 mm les Tubes sont en couronne de 100 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre 90 mm au 110mm les Tubes sont en rouleaux de 50 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm les Tubes sont en longueur de 12 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre \geq au 160 mm les tubes sont en longueur de 06 ml ou de 12 ml.

- Jonction par soudure électrique, ou avec raccords à compression.

- Pour toutes informations complémentaires, prière contacter le Service Commercial