

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 :

**Irrigation de l'aire de Hacine (W.MASCARA) à partir de l'oued
HAMMAM**

PRESENTE PAR

M^r BELDJILLALI Abdelhak

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M^r : RASSOUL Abdelaziz	M.C.A	Président
M^{me} : AZIEZ Wahiba	M.A.A	Examinatrice
M^r : YAHIAOUI Samir	M.A.B	Examineur
M^r : KERID Rachid	M.A.A	Examineur
M^{me}: MEDJDOUB Sonia	M.A.A	Promotrice

Septembre - 2015

REMERCIEMENT

J'adresse en premier lieu ma reconnaissance a notre DIEU tout puissant, de m'avoir donné le courage et la volonté pour mener a bien ce travail. Car sans lui rien possible.

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à mon promoteur M^R. W.Azziaz qui m'a chaleureusement accueilli au sein de L'ENSA. Je le remercie pour les discussions, scientifique que nous avons partagées, ainsi que pour son aide précieuse dans l'élaboration de ce mémoire.

A tout le corps enseignants et le personnel de L'ENSH qui contribué de prés ou de loin a ma formation.

Aux membres de jury qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail. Une mention spéciale a ma famille et a mes amis pour m'avoir aéré l'esprit et pour la motivation qu'ils m'ont apportée tout ou long de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour instruction et mon bien être. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

A La mémoire de mon grand-père (alah yarahmou)

A mes chères et adorable frères et sœurs : Zaki ,Amel ,Zola ,Mima.

A tout la famille : BENDJILLAI ET OIHABI

A mes amis et collègues de l'école nationale supérieure de l'hydraulique Adel, Khaled, Rabia, Yousef, Chocho banjo Hassan Mahdi Tahar Riad Machakil Yakoub Hichem, Meriem Lina Sarahe

Toute ma promotion, en général et tous les étudiants de l'option irrigation et drainage en particulier.

Bendjillai Abdelhak

الملخص:

إن هذه المذكرة تتمحور حول تزويد منطقة الحاسين بولاية معسكر بشبكة سقي لتحسين المردود الفلاحي بالمنطقة, ذلك عبر إنشاء حاجز في واد الحمام لرفع منسوب المياه. و قد قمنا بدراسة طبيعة المنطقة (المناخ, التربة, التنوع النباتي...). ذلك لاختيار الطريقة المثلى على الصعيد الهندسي-الاقتصادي. أما في إطار تحسين نظم السقي فقد قمنا بتجهيز مستثمرتين فلاحيتين, واحد بنظام السقي بالتقطير والأخرى نظام الرش المحوري, سعياً منا لتحسين المردود و مساعدة الفلاحين على مواكبة التطور التكنولوجي.

الكلمات الدلالية : التنوع النباتي-المناخ-التطور

Résumé

A travers ce mémoire, nous commençons par une étude générale (climat, sol, eau, qualité d'eau, aptitude cultural, salinité.....) de la région concernée.

Notre but consiste à projeter un réseau d'irrigation pour transporter les eaux vers les ilots ensuite installer des réseaux par le système goutte à goutte et l'aspersion. Ce travail se situe dans l'aire de Hacine wilaya de mascara; pour cela il faut déterminer l'évapotranspiration ETP, les besoins en eau d'irrigation pour chaque culture de cette région.

Enfin, une estimation du devis estimatifs et quantitatifs est nécessaire pour évaluer le coût total de notre projet.

Les mots clés : aptitude cultural- ETP- le coût.

Abstract

This study, we will deal with the natural area of Hacine in Mascara (climate, soil, water ...).

To projecte a network of irrigation by building a dam in water stream of Hamam Bouhanifia. In order to insure pressure in the system to install drop by drop system and automatical sprinkler system .For that it is necessary to determine evaporation, the requirements of water for irrigation for each culture which is already established. In the end, we made a general estimation of the cost of the study.

The key words: soil-pressure- sprinkler- cost estimation.

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

Introduction.....	3
I-1) PRESENTATION DE LA ZONE DE PROJET	3
I-1-1) Présentation	3
I-1-2) Situation géographique	3
I-1-3) ACCÈS AU SITE	4
I-2) Analyse des conditions climatiques.....	4
a) La température et l'humidité relative	5
b) Evaporation	5
c) Le vent	6
d) Evapotranspiration	6
e) L'insolation	6
I-2-1) Classification du climat	7
a) D'après l'indice d'aridité de MARTONNE I_A :	7
b) Quotient pluviométrique d'EMBERGER.....	7
c) Le climogramme de Gaussen	8
I-3) L'hydrographie.....	9
I-4) La géologie.....	11
Conclusion.....	11

CHAPITRE II : Etude agro-pédologique

Chapitre III : Ressources en eau Hydrologie

Introduction.....	20
III-2) Ressources en eau.....	20
III-2-1) Barrage Ouizert :	20
III-2-2) Barrage Bouhanifia.....	21
III-2-3) Barrage Fargoug :	21
III-2-4) Le transfert entre le barrage Fergoug et Bouhanifia :	21
III-2-5) Qualité de l'eau d'irrigation	22
III-3) Étude hydrologique	23
III -3-2) Homogénéité de la série pluviométrique.....	24
III -3-3) Ajustement statistique des pluies.....	27
III -3-3 -1) Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale.....	27
III -3-3-1-1) Test de validité d'un ajustement	29
III -3-4) détermination de l'année de calcul.....	30
Conclusion.....	30

Chapitre IV: Calcul des besoins en eau

Introduction	31
--------------------	----

IV -2) Les besoins en eau d'une culture.....	31
IV -2-1) Calcul de l'évapotranspiration potentielle ou de référence (ET0).....	31
IV -2-2) Évapotranspiration maximale ou de culture (ETM)	31
V.2.2.1- Formule de BlaneyCridle (USA) :	32
V.2.3.2-Formule de Turc :	32
V.2.2.3-Method de MrPenman&motheit modifier:	33
IV -2-3) calcul des pluies efficaces	34
IV -3) Occupation des sols et choix des cultures	35
IV -3-1) Arboriculture.....	35
IV -3-2) La céréaliculture.....	35
IV -3-3) Cultures maraîchères.....	36
IV -4) Assolement et rotation des cultures :	36
Tableau IV-3: Surfaces occupées par les différentes cultures.	36
Tableau IV -4: Calendrier cultural selon l'assolement choisi.....	37
IV -6) Calcul du débit caractéristique	43
IV -6-1) Evaluation du débit caractéristique	45
IV -7) Estimation des besoins en eau totaux du périmètre.....	45

Chapitre V : La prise d'eau

Introduction.....	47
V-1) Principe et terminologie de base	47
V-2) choix de variante	47
V-3) description et implantation des ouvrages de prise.....	48
V-3-1) Seuil	48
V-3-2) Ouvrage de dégrèvement	48
V-3-3) bassin d'amortissement et dissipation	48
V-3-4) Le canal d'acheminement.....	49
V-3-5) Dessableur	49
V-3-6) Bassins trompent.....	49
V-3-7) Bâtiment d'exploitation et local électrique.....	50
V-4) Dimensionnement	50
V-4-1) Le débit d'ouvrage de dérivation.....	50
V-4-2) Dimensionnement de l'ouvrage de dérivation	50
V-4-2-2) Le tracé du profil du déversoir	51
V-4-2-3) Calcul du rayon de courbure du pied du déversoir.....	53
V-4-2-4) Calcul hydraulique du canal d'approche.....	53
V-4-2-5) Calcul hydraulique du bassin d'amortissement :	55
V-4-3) Dimensionnement de bassin de prise et de décantation	56
V-4-3-1) Le canal d'amenée	56
V-4-3-2) Dimensionnement du dessableur	58
V-4-3-3) Dimensions de la bache de prise	60
Conclusion :	61

Chapitre VI : Réseau de distribution

Introduction.....	62
-------------------	----

VI-1) Variante d'aménagement du périmètre d'étude	62
VI-2) Ilot d'irrigation :	62
VI-2-1) Découpage des îlots d'irrigation :	63
VI-2-2) Tracé du réseau de distribution:	64
VI-2-2-1) Tracé par proximité :	64
VI-2-2-2) Tracé à 1200 :	64
VI-2-2-3) Le tracé économique :	64
VI-2-3) Modalités de fourniture de l'eau	64
VI-2-3-1) Distribution continue	65
VI-2-3-2) Distribution par rotation ou par tout d'arrosage	65
VI-2-3-3) Distribution à la demande	65
VI-4) Calcul des débits des bornes	65
VI-4-1) Calcul hydraulique des canalisations	68
VI-4-1-1) Conduite en fonte	68
VI-4-1-2) Avantages des canalisations en PEHD	69
4-2) Dimensionnement des canalisations	69
4-2-2) Calcul des diamètres :	69
VI-4-4) Simulation du réseau de distribution par le logiciel Epanet	72
Conclusion.....	79

Chapitre VII : Mode et technique d'irrigation

<i>Introduction :</i>	80
<i>VII) Les techniques d'irrigation :</i>	80
<i>VII-1) L'irrigation :</i>	80
<i>IV-2) Irrigation de surface :</i>	80
<i>IV-2-1) Irrigation par bassin :</i>	81
<i>IV-2-3) Irrigation à la raie :</i>	82
<i>VII-3) L'IRRIGATION PAR ASPERSION</i>	82
<i>VII-3-1) Caractéristique</i>	83
<i>VII-3-2) Avantage d'asperseur :</i>	83
<i>VII-3-3)Inconvénients de l'asperseur :</i>	83
<i>VII-3-4) Réseau d'aspersion</i>	84
<i>VII-3-4-1) structure d'un réseau d'aspersion</i>	84
<i>A) borne d'irrigation</i>	84
<i>B) la tuyauterie</i>	84
<i>VII-3-5) Les appareils d'asperseur</i>	86
<i>VII-3-5-1) les arroseurs à bras oscillants 1 ou 2 jet</i>	86
<i>VII-3-5-2) Les canons</i>	87
<i>VII-3-5-3) le pivots fixé ou déplaçables</i>	88
<i>VII-3-5-4) l'enrouleur</i>	88
<i>VII-3-5-5) Rampes fixées</i>	88
<i>VII-3-5-6) Rampes perforées oscillantes</i>	89
<i>VII-3-6) DIFFÉRENTES INSTALLATIONS A LA PARCELLE</i>	89
<i>VII-3-7-1) Couverture partielle minimum</i>	89
<i>VII-3-7-2) Couverture totale (quadrillage total)</i>	90
<i>VII-3-7-3) la couverture intégrale</i>	90
<i>VII-3-8) Les dispositifs usuels</i>	90
<i>VII-3-8-1) dispositif en carré (asperseur au sommet des carrés)</i>	90

VII-3-8-2) le dispositif en triangle	91
VII-3-8-3) dispositif en rectangle	91
VII-3-9) LES CONDITIONS D'ARROSAGE :	92
VII-4) irrigation localisée :	92
VII-4-1) Caractéristiques :	92
VII-4-2) Plusieurs techniques se sont développées :	94
VII-4-2-1) Irrigation localisée par goutteurs :	94
VII-4-2-2) Irrigation localisée par rampes perforées :	95
VII-4-2-3) Irrigation localisée par microaspersion :	95

Chapitre VIII : réseau d'irrigation

Introduction	101
VIII-1) chose de culture et technique	101
VIII-2) Asperseur :	102
VIII-2-1) Facteurs déterminant les performances d'un arroseur par aspersion	102
VII-2-1) Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par Aspersion	103
VIII.4 Dimensionnement hydraulique des rampes	106
VIII-3) Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte	109
VIII-4-1) Données générales :	109
VIII-4-2) Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée	110
VIII.4.3. Dose nette pratique :	111
VIII.4.4. Calculs hydrauliques _1.Conditions hydrauliques de base	113
VIII-4-5) Dimensionnement des canalisations du réseau :	114
VIII-4-6) Vérification des pertes de charges :	115
VIII-4-8) Calcul des diamètres des conduites secondaires :	116
VIII-4-9) Calcul de diamètre de conduites secondaires :	116
VIII-4-10) Calcul de diamètre de la conduite principale à la sortie de la borne:	116
VIII-4-11) La pression d'eau à la borne de distribution :	116
Conclusion.....	117

CHAPITRE IX : Sécurité de travail et devis de projet

Introduction	117
IX-1) sécurité de travail :	117
IX-1-1) Les Causes des accidents :	118
IX-1-2) Manutentions manuelles :	118
IX-1-2-1) Définition :	118
IX-1-2-2) Les effets :	119
IX-1-2-3) Les mesures de prévention	119
IX-1-3) Engins, véhicules de manutention et de terrassement :	120
IX-1-3-1) Mesures relatives au matériel :	120
IX-1-3-2) Mesures relatives au conducteur :	121
IX-1-4) Chutes et éboulements :	121
IX-1-4-1) Chutes de hauteur :	121

IX-1-4-2) Chutes de plain-pied	122
IX-1-4-3) Eboulements ou chutes d'objets	122
IX-1-5) Les actions et conditions dangereuses	123
IX-1-6) Organisation de la prévention des accidents du travail :	123
IX-2) Estimation de projet :	125
IX-2-1) Ouvrage de tête :	125
IX-2-1-1) Décapage de la terre végétale et Excavation:	126
IX-2-1-2) Béton armée et béton de propreté :	126
IX-2-1-3) Montant totale des ouvrages en tété :	127
IX-2-2) réseaux distribution :	127
IX-2-2-1) Travaux le réseau distribution	127
IX-2-2-2) Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution	128
IX-2-2-2-1) Calcul du volume de terrassement	128
IX-2-2-2-3) Calcul du montant de lit de sable	129
IX-2-2-2-4) Calcul du volume et montant de remblai	129
IX-2-2-3) estimation de cout de réseau de distribution :	130
IX-2-2-3) Devis estimatif de projet :	131
IX-2-3) devis du réseau d'irrigation par aspersion et localisée	131
CONCLUSION :	133

Sommaire

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

Tableau I- 1: les moyennes annuelles mensuelles des précipitations.	4
Tableau I- 2: humidité relative moyenne sur dix ans pour chaque mois.....	5
Tableau I- 3: La température max, min et moyenne sur dix ans pour chaque mois.....	5
Tableau I- 4: Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne en mm (méthode Piché).....	5
Tableau I- 5: Vitesse du vent	6
Tableau I- 6: Répartition de l'évapotranspiration moyenne en mm (d'après formule de enman).....	6
Tableau I- 7: Insolation moyenne journalière (h/j) pour chaque mois.....	6
Tableau I- 8: Classification du climat	7

CHAPITRE II : Etude agro-pédologique

Tableau II- 1:Les proportions d'argile, de limon et de sable	13
Tableau II- 2:Propriétés hydrodynamiques des sols	15
Tableau II- 3:Zones homogènes de mise en valeur.....	16
Tableau II- 3:Zones homogènes de mise en valeur.(suite).....	16
Tableau II- 3:Zones homogènes de mise en valeur.(suite).....	16
Tableau II- 4:répartitiondes sols	18
Tableau II- 5:statu foncier.....	19

Chapitre III : Ressources en eau Hydrologie

Tableau III- 1:Les volumes le transfert entre le barrage Fergouge et Bouhanifia	21
Tableau III- 2:Composition chimique des eaux du barrage Bouhanifia	22
Tableau III- 3 : <i>Risque de SAR dans les eaux d'irrigation</i>	23
Tableau III- 4: Caractéristiques de la station pluviométrique	23
Tableau III- 5:Pluies moyennes mensuelles observées au Bouhanifia	24
Tableau III- 6:Test d'homogénéité de la série pluviométrique de Bouhanifia.	26
Tableau III- 7:Ajustement à la loi de Gauss.....	28
Tableau III- 8:pluviométrie moyenne pour chaque mois en (mm)	30

Chapitre IV: Calcul des besoins en eau

Tableau IV- 1: Les résultats de l'ETO obtenir à l'aide du logiciel CROPWAT.....	34
Tableau IV- 2:Calcul des pluies efficaces pour chaque mois en mm.....	34
Tableau IV- 3:Surfaces occupées par les différentes cultures.....	36
Tableau IV- 4:Calendrier cultural selon l'assolement choisi.....	37
Tableau IV- 5:Calcul des besoins en eau duBlé.	38
Tableau IV- 6 Calcul des besoins en eau de l'Orge.	39
Tableau IV- 7:Calcul des besoins en eau de la tomate.....	39
Tableau IV- 8:Calcul des besoins en eau de la pomme de terre (de saison).....	40
Tableau IV- 9:Calcul des besoins en eau de l'oignon.	40
Tableau IV- 10:Calcul des besoins en eau du Petit pois.	41
Tableau IV- 11: Calcul des besoins en eau dupommier.....	41
Tableau IV- 12:Calcul des besoins en eau des agrumes.....	42
Tableau IV- 13:Calcul des besoins en eau de lavigne.	42
Tableau IV- 14:Calcul des besoins en eau de l'olivier.....	43
Tableau IV- 15:Récapitulatif des besoins bruts totaux des cultures.....	44
Tableau IV- 16:Besoin en eau d'irrigation des cultures.....	46

Chapitre V : La prise d'eau

Tableau V- 1 : coordonnées du seuil.....	48
Tableau V- 2 cordonnées du dessableur	49
Tableau V- 3 Les débits de crue de l'oued El Hammam.....	50
Tableau V- 4 les Coordonnées du profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove.....	52
Tableau V- 5: Caractéristiques de l'écoulement dans le canal.....	57
Tableau V- 6:Vitesses de sédimentation	58
Tableau V- 7:Dimensionnement des chambres de décantation	60

Chapitre VI : Réseau de distribution

Tableau VI- 1:la taille des ilots.....	64
Tableau VI- 2:Caractéristiques des ilots.....	66
Tableau VI- 2:Caractéristiques des ilots.(suite).....	67
Tableau VI- 2:Caractéristiques des ilots.(suite).....	68
Tableau VI- 3:Paramètres des pertes de charge.....	70
Tableau VI- 4:diamètres des conduites de distribution du périmètre	70
Tableau VI- 4:diamètres des conduites de distribution du périmètre(suite).....	71
Tableau VI- 4:diamètres des conduites de distribution du périmètre(suite).....	72
Tableau VI- 5: Tableau des pressions au niveau des bornes	75

Tableau VI- 5: Tableau des pressions au niveau des bornes(suite)	76
Tableau VI- 5: Tableau des pressions au niveau des bornes(suite)	77
Tableau VI- 6: Tableau des vitesses dans les conduites de distribution	78
Tableau VI- 6: Tableau des vitesses dans les conduites de distribution(suite).....	79

Chapitre VIII : réseau d'irrigation

Tableau VIII- 1:les caractéristiques des ilots	101
Tableau VIII- 2:choix de technique.....	102
Tableau VIII- 3:Résultat de calcul pratique d'aspersion	109
Tableau VIII- 4:Calcul de Diamètre de la rampe	115
Tableau VIII- 5:Calcul de Diamètre de port la rampe.....	115
Tableau VIII- 6:Calcul de Diamètre de conduites secondaires	116
Tableau VIII- 7: Calcul de Diamètre de la conduite principale	116
Tableau VIII- 8:les caractéristiques des conduites.....	117

CHAPITRE IX : Sécurité de travail et devis de projet

Tableau IX- 1:montant de Décapage de la terre végétale et Excavation	126
Tableau IX- 2:montant de béton	126
Tableau IX- 3:cout des ouvrages de prise.....	127
Tableau IX- 4:calcul du montant de déblai	129
Tableau IX- 5:calcul du montant de sable.....	129
Tableau IX- 6:Calcul du montant de remblai	130
Tableau IX- 7:Factures pro-forma des pièces du réseau distribution	130
Tableau IX- 8:Equipement interne des parcelles d'irrigation localisée	132
Tableau IX- 9:Equipement interne des parcelles d'irrigation aspersion	132

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

Fig I- 1: <i>carte de l'aire de hacine</i>	4
Fig I- 2: <i>graphe comparative de T°Max et T°Min</i>	5
Fig I- 3: <i>Diagramme bioclimatique</i>	8
Fig I- 4: <i>Le climo gramme de Gauss</i>	9
Fig I- 5: <i>Le bassin versant de la Macta avec un cadre rouge pour la zone d'étude</i>	10

Chapitre III : Ressources en eau Hydrologie

Fig III- 1 : <i>Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss</i>	28
---	----

Chapitre V : La prise d'eau

Fig V- 1: <i>profil du déversoir</i>	53
--	----

Chapitre VI : Réseau de distribution

Fig VI- 1: <i>Schéma des éléments d'une borne d'irrigation type A4</i>	63
Fig VI- 2: <i>Schéma des tronçons de réseau de distribution</i>	74

Chapitre VII : Mode et technique d'irrigation

Fig VII- 1: <i>exemple d'irrigation des rizières par bassin</i>	81
Fig VII- 2: <i>Un asperseur a 2 jet</i>	87
Fig VII- 3: <i>Un canon asperseur et un enrouleur</i>	88
Fig VII- 4: <i>Les déférents dispositifs d'asperseur</i>	92
Fig VII- 5: <i>Partie essentielle d'une installation localisée</i>	93
Fig VII- 6: <i>Dilueur d'engrais</i>	97
Fig VII- 7 <i>Filtre à gravier</i>	98
Fig VII- 8: <i>Filtre à tamis</i>	98
Fig VII- 9: <i>Filtre hydro-cyclone</i>	98
Fig VII- 10: <i>Distribuer</i>	99

Liste des planches :

Planche N°01 : bornage de l'aire de hacine. Wilaya de mascara.

Planche N°02 : planche descriptive des ouvrages de la prise de hacine wilaya de mascara.

Planche N°03 : schéma descriptif pour la parcelle irrigue par le système g à g.

Planche N°04 : Plan du réseau d'irrigation par aspersion.

Planche N°05 : profil au long d la conduite distribution des eaux d'irrigation de hacine wilaya de mascara.

Introduction générale

L'homme a vu très tôt l'intérêt qu'il avait à apporter sur les terres qu'il cultivait en apportant nécessaire aux plantes pour se développer, ce qui permet d'atteindre leur croissance maximum, par le biais de l'irrigation.

Mais cette définition très simple cache un problème d'ensemble très ardu: il s'agit d'abord de trouver dans un rayon relativement restreint une eau disponible; il faudra ensuite l'amener sur les lieux de culture, puis la répartir entre toutes les plantes en quantités bien déterminées.

Une solution intégrée de ce problème ne peut être trouvée en dehors de certaines règles précises d'ordre technique, agronomique, financier. Ces règles, nous pouvons les établir par le raisonnement.

Le recours à l'irrigation est dans bien des cas nécessaire pour garantir le maintien d'un niveau de production suffisant dans de nombreuses régions du monde, et pour rentabiliser l'investissement consenti afin de se prémunir contre les aléas climatiques et sécuriser la production.

L'approche présentée dans le présent mémoire a été établie pour l'étude de l'aire de Hacine wilaya de Mascara située sur une surface 737 ha à partir de oued El hammam.

Afin d'élaborer notre travail, nous avons réalisé un ensemble d'étude, divisées en deux parties:

La première partie, dans laquelle nous avons:

- Présenter la zone où se trouve le périmètre.
- Analyser la composante climatique, dont la connaissance est indispensable pour définir l'action de ses éléments sur l'environnement et en particulier sur la plantes.
- Apprécier les potentialités du sol à travers la détermination de ses caractéristiques physico-chimiques et son aptitude à recevoir les cultures.
- Evaluer la qualité des eaux d'irrigation pour voir dans quelle mesure, elle sera adaptée à l'usage prévus.
- Choisir les cultures à mettre en place, afin de conditionner la réussite technique et financière de système cultural.
 - Déterminer les besoins en eau des cultures choisies.

La deuxième partie englobe l'étude technique, dans laquelle nous avons:

- Proposé et calculé les ouvrages de prise (seuil, dessableur, bêche) et les installations des systèmes d'irrigation au niveau des parcelles.
- Dimensionné le réseau de distribution et déterminer les équipements qui constituent ce réseau.

- Faire un devis estimative et quantitatif pour avoir le cout de projet.

Nous espérons que le travail que nous présentons, aidera à concevoir et à mener à bien ce projet qui apparait de plus en plus nécessaire pour diversifier et intensifier la production de ce périmètre.

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

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, qui vont nous permettre de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation du réseau d'irrigation

I-1) PRESENTATION DE LA ZONE DE PROJET

I-1-1) Présentation

L'aire de Hacine fait partie du grand projet réaménagement du périmètre Habra qui appartient au plan de Macta à l'ouest de Algérie à partir du triplex des barrages (barrage de Fergouge, barrage de Bouhanifia, et barrage de Ouizrta).

L'aire de Hacine est constituée d'un ensemble de terrasses alluviales d'étendue limitée. Sur les 911,54 ha constituant sa superficie géographique. Elle traverse par l'oued El hammâm qui est la source primaire de ressource d'eaux dans le périmètre.

I-1-2) Situation géographique

L'aire de Hacine est située dans la wilaya de Mascara. Elle est traversée par la RN17 et la voie ferrée Mohammadia-Bechar et la route nationale N 17.

Le périmètre est délimité par :

- ❖ Le nord : périmètre de Sig.
- ❖ Le sud : commune de Tizi.
- ❖ à l'est : barrage de Fergouge.
- ❖ à l'ouest : commune de Bouhanifia.

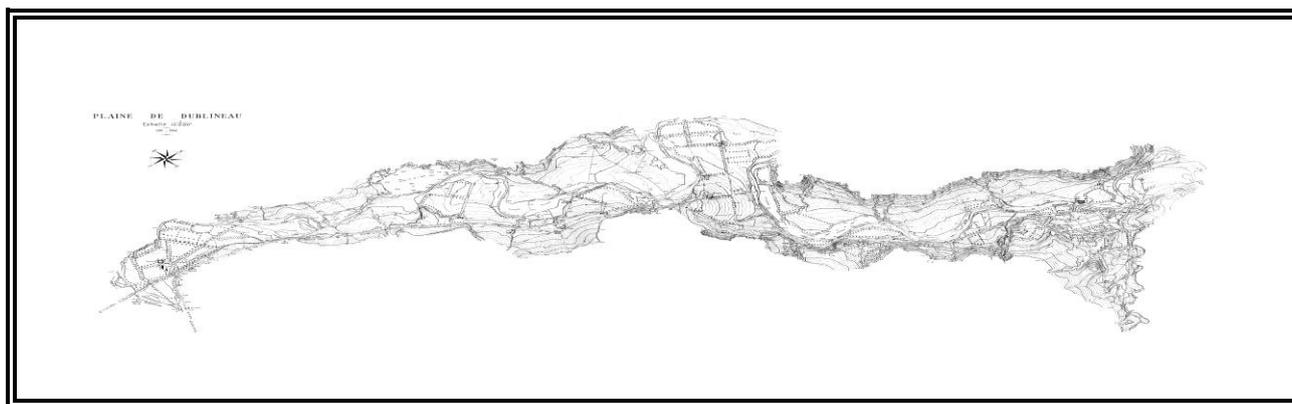


Fig. I-1 : carte de l'aire de hacine

I-1-3) ACCÈS AU SITE

L'aire de Hacine est reliée à Mascara et Sig par la RN n°6, à Mohammadia et Bouhanifia par la NRN n°17. Elle est traversée du nord au sud par la voie ferrée Mohammadia – Béchar.

I-2) Analyse des conditions climatiques

Le climat de la région est caractérisé par un été sec et un hiver relativement humide. Dans notre étude on va prendre la station météorologique de Matemore située à une Latitude de 35°22' 01.87''N, une Longitudes de 1°10' 45.33'' W et à une Altitudes de 470 m. Les pluies moyennes mensuelles et annuelles enregistrées par la station de barrage Bouhanifia sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I-1:: les moyennes annuelles mensuelles des précipitations.

Mois		Sep	oct.	Nov.	dec	Jan	Fève	mar.	avr.	mai	juin	juil.	aout	Année
Pluie	(mm)	13.53	30.93	36.89	33.52	29.26	38.08	37.74	31.72	24.39	8.39	1.72	3.25	289.41
	%	4.67	10.69	12.75	11.58	10.11	13.16	13.04	10.96	8.43	2.90	0.59	1.12	100.00

Source : station météorologique de Bouhanifia

Ce tableau montre que les précipitations sont médiocres avec une moyenne annuelle de 289.41 mm.

La majeure partie de ces précipitations tombent du mois d'octobre au mois d'avril avec un taux égal à 82.28%, le maximum est enregistré aux mois de février et mars avec des taux respectivement de 13.16% et 13.04 %. Ce pendant une période Presque sèche, qui exprime la non répartition des

précipitations pendant l'année, survient du mois de mai au mois de septembre et qui atteint un taux de précipitation très faible au mois de juillet qui est de 0.59 %.

a) La température et l'humidité relative

Ce paramètre climatique est de première grandeur vu que la température et l'humidité relative déterminent les conditions générales du développement de la végétation.

Tableau I-2: humidité relative moyenne sur dix ans pour chaque mois

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
H _r (%)	78	77	74	68	69	66	66	67	70	74	76	79	72

Source : station météorologique de Bouhanifia

Tableau I-3: La température max, min et moyenne sur dix ans pour chaque mois.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T°Max	14.8	15.4	18.9	21.8	25.8	32.1	35.7	36.2	30.8	26.3	19.0	15.2
T°Min	3.1	3.8	5.7	7.6	11.2	15.0	19.5	19.2	15.9	12.3	7.6	4.6
T°Moy	8.66	10.28	12.55	13.9	18.12	23.76	26.9	26.91	22.77	17.78	12.38	9.61

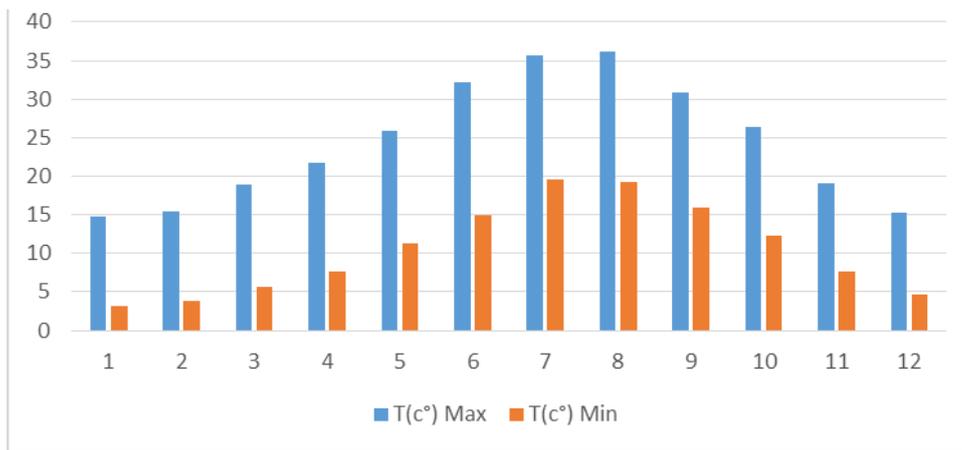


Fig. I-2 : graphe comparative de T°Max et T°Min

b) Evaporation

Les valeurs de l'évaporation moyenne mensuelle et annuelle des plans d'eau dans la région d'étude sont estimées à partir des données d'observation du bac Colorado au niveau du barrage Bouhanifia (le barrage le plus proche des plaines).

La distribution moyenne mensuelle de l'évaporation est donnée au tableau ci-dessous :

Tableau I-4: Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne en mm (méthode Piché)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Evap. (mm)	63.9	69	87.6	127.1	136.7	154	164.6	168.1	139.9	101.9	73.7	61.1	1347.5

Source : station météorologique de Bouhanifia

L'évaporation est importante durant les mois de avril à octobre correspondant à un volume évaporé de 73.64 % et faible du mois de novembre à mars où le volume évaporé n'est que de 26.35 %.

c) Le vent

Les vitesses moyennes annuelles des vents sont comprises entre 3.1 m /s à Bouhanifia et 2.4 m/s à Matemore.

Tableau I-5 : Vitesse du vent

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Le vent (m/s)	2,6	2.9	2,9	3,4	3,8	3,9	3,8	3,4	3.5	2,6	2,7	2,1

Source : station météorologique de Bouhanifia

d) Evapotranspiration

La distribution moyenne mensuelle de l'évapotranspiration est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau I-6: Répartition de l'évapotranspiration moyenne en mm (d'après formule de Penman)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Ev-tran-moy (mm)	25.8	41	73.7	108.4	134.5	157.9	171.7	159.1	115.1	71.5	40.8	23.1	1122.6

Source : station météorologique de Bouhanifia

e) L'insolation

Tableau I-7: Insolation moyenne journalière (h/j) pour chaque mois

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Insolation (Heure/jr)	10,1	11	11,9	13,1	14	14.5	14,3	13,5	12,4	11,3	10,3	9,8	146,2

Source : station météorologique de Bouhanifia

I-2-1) Classification du climat

D'après l'indice d'aridité de MARTONNE I_A :

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

Avec P: précipitation annuelle en mm. $\Rightarrow P = 289.41$ mm

T: température moyenne en (°C). $\Rightarrow T = 16.17$ °C

$$AN: I_A = \frac{P}{T + 10} = \frac{305.9}{16.17 + 10} = 11.07$$

Tableau de référence

Tableau I-8 : Classification du climat

Valeur	Type de climat	Irrigation
$I_A < 5$	Désertique	Indispensable
$5 \leq I_A \leq 10$	Très sec	Indispensable
$10 \leq I_A \leq 20$	Sec	Souvent Indispensable
$20 \leq I_A \leq 30$	Relativement humide	Parfois utile
$30 \leq I_A$	Humide	Utile

Selon la classification de MARTONNE; notre climat est sec, ce qui rend l'irrigation nécessaire.

a) Quotient pluviométrique d'EMBERGER

Cet indice a pour but de détermination de l'étage bioclimatique. Il est déterminé par la formule d'EMBERGER :

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

Avec : Q : Quotient pluviométrique d'EMBERGER

P : précipitation moyenne annuel mm

M : Température moyenne maximale du mois la plus chaud en K° (degré kelvin)

m : Température moyenne minimale du mois la plus froid en K°

Avec : P : 289,41 mm

M : 26,91°C

m : 8,66° c

$$\text{On aura : } Q = \frac{2.1000.289,41}{(26,91+273)^2 - (8,66+273)^2} = 54.51\text{mm}$$

Et on se référant au diagramme bioclimatique la valeur de Q situe notre zone donne

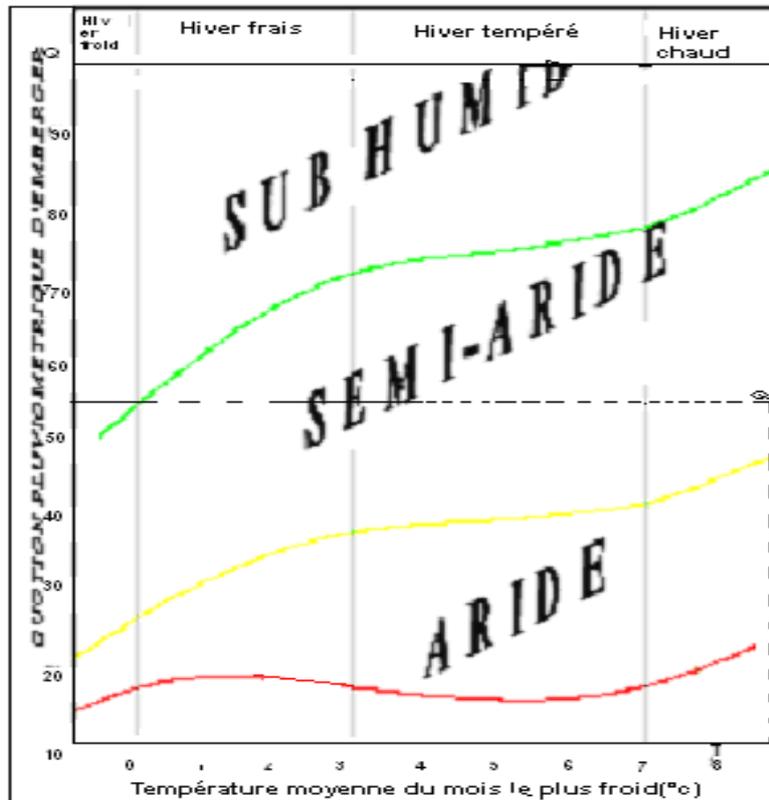


Fig. I-3: Diagramme bioclimatique

L'étage bioclimatique : semi- aride

Sous l'étage: hiver chaude.

b) Le climogramme de Gaussen

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

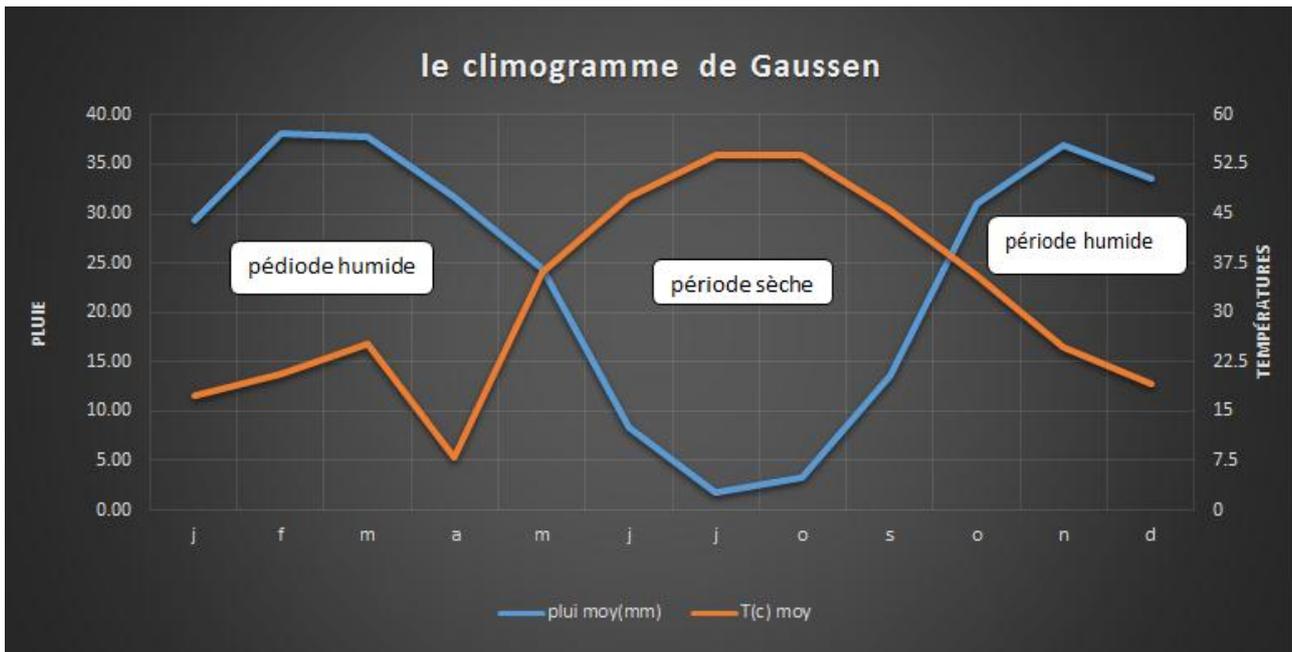


Fig. I-4 : Le climogramme de Gaussen

On remarque de climogramme de Gaussen que la période sèche commence de moins de avril jusque moins de octobre et la période humide est de moins de novembre à le moins de mai.

I-3) L'hydrographie

L'oued principal qui traverse l'aire hacine est oued El Hammam Bouhanifia. Avec un sous bassin versant de 265 km², une longueur de oued traverse de 38 km et une pente de 1,4 %.

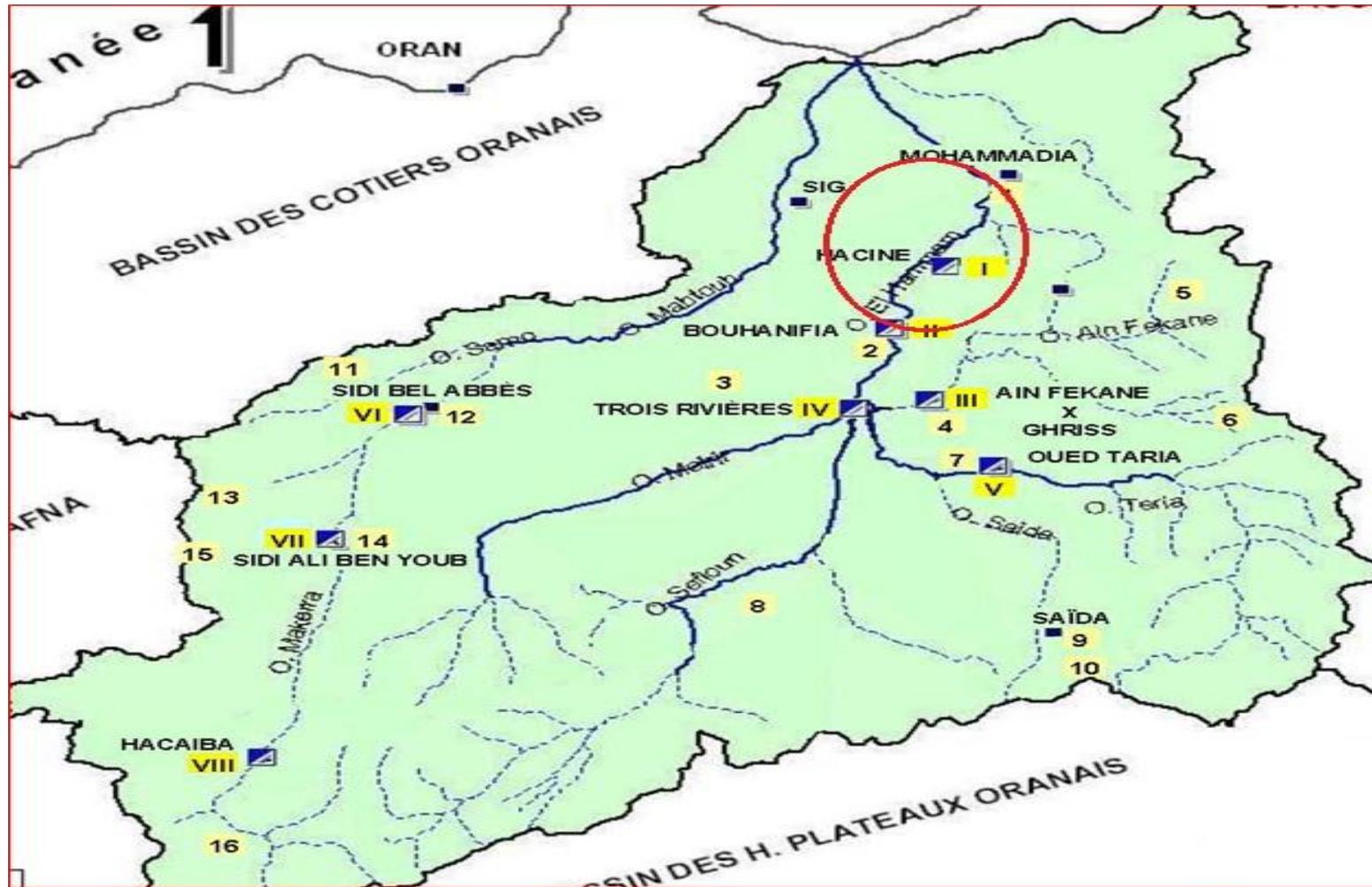


Fig. I-5 : Le bassin versant de la Maqta avec un cadre rouge pour la zone d'étude

I-4) La géologie

La zone d'étude est une à la plaine de la Macta. Elle ,dont le périmètre occupe la partie méridionale, constitue un bassin de sédimentation synclinal en voie de subsidence .Dès la fin pliocène ,une alternance capricieuse de couches argileuse et sableuse , déposées tant en milieu terrestre qu'en milieu lacustre ou lagunaire , a donné naissance à une plaine basse, dont la partie aval se trouve à peu près au niveau de la mer .L'effondrement de la plaine se compose par des mouvement ascendants de l'arrière-pays , dont les collines ,composés de calcaire ,marnes et gers ,fournissent des dépôts alluviaux à la plaine.

Conclusion

On peut conclure que les caractéristiques de notre région est comme suit :

- La pluviométrie moyenne annuelle est de 289,14 mm/an et une température moyenne annuelle est de 16,17°.
- La période sèche s'étale de la fin de mois de mai jusqu'à la fin du mois d'Octobre
- Finalement on peut dire que le climat de Hacine est semi-aride et l'irrigation est souvent indispensable.

CHAPITRE II : Etude agro-pédologique

Introduction :

Par définition La pédologie est une discipline scientifique qui s'intéresse à l'étude du sol, c'est-à-dire la couche superficielle, meuble, et enrichie en matière organique de la croûte terrestre. Dans ce chapitre on va présent les caractéristiques de sol de plain de Habra, et l'aire de hacine.

II-1) Classification des sols :

L'étude pédologique du périmètre en question était faite par le bureau d'étude hollande « Grontmij » au cours de l'année 1971, cette étude est un peu ancien mais il y a une autre fait par un bureaux étude français « BRL » dans l'année 2002. Ces deux études nous ont permis de distinguer deux classes de sol dans l'aire de Hacine. Les sols peu évolués (68%) et les sols calcimagnésiques (32 %).

II-1-1) Les sols peu évolués:

Les sols peu évolués sont des sols jeunes qui se distinguent par une faible altération des minéraux et une faible teneur en matière organique laquelle se superpose généralement au substrat minéral sans former de complexe organo-minéraux. Ces sols ont des origines diverses liées au climat, à l'érosion ou encore aux apports extérieurs. Ce sol reparte à l'amont de barrage Fergouge. Avec une surface de 500 ha.

II-1-2) Les sols calcimagnésiques ou calcimorphes:

Les roches calcaires ou magnésiennes, quand elles libèrent des quantités suffisantes de calcaire actif, sont à l'origine des sols calcimagnésiques, encore appelés sols calcimorphes. Avec un superficie de 237 ha.

II-2) Caractéristiques physico-chimiques des sols

Le sol est une formation de surface, à propriétés essentiellement dynamiques, souvent différencié en couches distinctes, à constituant minéraux et/ou organiques généralement meubles. Dans cette partie nous rappellerons de quelques définitions des caractéristiques physico-chimiques du sol :

II-2-1) La texture

La texture est une propriété du sol qui traduit de manière globale la composition granulométrie de la terre fine.

L'analyse de la texture d'un sol détermine les proportions d'argile, de limon et de sable

Tableau II- 1 : Les proportions d'argile, de limon et de sable

N° horizon	1	2	3	Tar (moyenne)
Taux d'argile (%)	48.5	40	49.8	46.1
Taux de limon (%)	31	48	33.4	37.46
Taux de sable (%)	18.5	14.7	17.3	16.83

Source : ANRH .Alger

D'après le triangle de texture, on peut retrouver la texture probable d'une terre dont on connaît sa granulométrie est : Argilo-Limoneuse

II-2-2) La densité apparente :

La densité apparente est le poids des grains par rapport au volume de terre en place

$$D_a = \frac{\text{poids de terre}}{\text{volume de terre en place}}$$

On mesure la densité apparente d'un sol par enfouissement d'un cylindre de volume connu dans le terrain, et par détermination du poids sec de cet échantillon.

Pour notre cas $D_a=1.54$

II-2-3) La densité réelle :

La densité réelle ou le poids spécifique d'un sol est le poids sec par unité de volume des grains solides. Les vides n'entrent pas en ligne de compte.

$$D_r = \frac{\text{poids de terre}}{\text{volume des grains}}$$

On mesure cette densité par détermination du poids sec et du poids volume d'eau déplacée par les particules solide correspondants au volume des particules solides.

Pour notre cas $D_r=2.64$

II-2-3) La perméabilité du sol :

La perméabilité du sol ou la vitesse d'infiltration est définie par la vitesse apparente de l'eau s'écoulant à travers un sol saturé, sous une pente motrice à l'unité. C'est le coefficient K de la loi de Darcy. Elle est dépend tout d'abord de la porosité, mais surtout de la configuration des pores et la stabilité des agrégats. Dans notre cas $K=7.3\text{mm/h}$

II-2-4) Le PH du sol :

Le pH d'un sol est la mesure de la quantité d'ions H^+ libre dans sa solution. Cette quantité d'ions H^+ a été effectuée grâce à un pH mètre de la mesure : $\text{PH}=6.8$

Valeur acceptable, car on sait que la plus part des plantes cultivées présente leur développement optimum au voisinage de la neutralisation ou un peu en dessous.

II-2-5) La conductivité électrique :

C'est une caractéristique très importante. Elle est l'expression de la quantité globale d'ions existant dans la solution du sol. Elle représente donc la concentration globale en sels solubles. Dans l'étude effectuée par le « BRL » la plaine de Habra à 8 classes de sol :

Classe 1 : sols de salinité inférieure à 4 mS/cm

Classe 2 : sols de salinité inférieure à 4mS/cm de 0 à 50 cm de profondeur et de $4\text{ à }8\text{mS/cm}$ en profondeur.

Classe 3 : sols de salinité comprise entre 4 et 8 mS/cm .

Classe 4 : sols de salinité de 4 à 8 mS/cm de 0 à 50 cm de profondeur et de 8 à 16 mS/cm en profondeur.

Classe 5 : sols de salinité de 8 à 16 mS/cm sur toute l'épaisseur.

Classe 6 : sols de salinité de 4 à 8 mS/cm de 0 à 50 cm de profondeur et supérieure à 16 mS/cm en profondeur.

Classe 7 : sols de salinité de 8 à 16 mS/cm de 0 à 50 cm de profondeur et supérieure à 16 en profondeur.

Classe 8 : sols de salinité supérieure à 16 mS/cm sur toute la profondeur.

En matière de salinité, les sols de l'aire de Hacine appartiennent à la classe 1. donc on a pas des risques de salinité.

II-3) Propriétés hydrodynamiques des sols :

Précédemment, les analyses des sols ont révélé la texture argilo-limoneuse des sols de notre périmètre. Pour une meilleure exploitation de l'irrigation, il est nécessaire de connaître les propriétés hydrodynamiques des sols, indispensables aux calculs des doses d'irrigation.

Tableau II-2: Propriétés hydrodynamiques des sols

Texture	Argileux-limoneux
Capacité au champ (%)	25%
Point de flétrissement (%)	13%
Vitesse de perméabilité (mm/h)	7.3

II-4) Etude d'aptitudes culturales

Le choix des cultures se fait selon plusieurs facteurs qui sont :

➤ **Climat**

La plante a des exigences climatiques telles que la quantité de chaleur nécessaire pour accomplir son cycle, températures critiques, minimales et optimales, besoins en eau et périodes critiques.

➤ **Sol**

Les caractéristiques des sols ont une importance pour le choix des cultures, telle que la structure, le PH et la profondeur de la nappe.

➤ **Qualité des eaux d'irrigation**

L'irrigation par des eaux fortement minéralisées a une action directe sur le rendement des cultures, pour cela il faut choisir des cultures tolérantes à une salinité existante ou éventuelle.

Dans notre cas il y a 8 zone établis par étude agro-pédologique et sont classées de A à H par ordre de priorité à l'aménagement hydroagricole. Les aptitudes culturales associées à chacune de ces catégories sont détaillées dans le Tableau suivant :

Tableau II-3 : Zones homogènes de mise en valeur.

Zone	Propriétés	Aptitude	Cultures		Aménagements éventuels
			Restriction	Exclusion	
A	Zones convenant bien à toutes cultures	En particulier Ag, Ol, AN			
B	Zones convenant bien à toutes les cultures non arboricoles, sauf olivier Salinité 4-8 mS/cm, surtout en profondeur (50 % de la superficie)	En particulier Ol, Ar, Ma, Fou, CH, OH et Ct	Ag, AN, AP		
C	Zones convenant bien à l'arboriculture Sols parfois de texture fine Salinité inférieure à 4mS/cm	En particulier Ag, Ol, AP et Ar, Ma, Fou, CH, OH et Ct	AN		
D	Zones convenant bien à toutes cultures avec réserves pour l'arboriculture Salinité 4-8 mS/cm (50 % de la superficie)	En particulier Ar, Ma, Fou, CH OH, Ct et AP	Ag, Ol, AN	Pommes de terre, haricots verts	Assainissement Drainage Dessalage

Tableau II-3 : Zones homogènes de mise en valeur (suite).

Zone	Propriétés	Aptitude	Cultures		Aménagements éventuels
			Restriction	Exclusion	
E	Zones ne convenant que moyennement à certaines cultures à cause des textures très fines Salinité inférieure à 4mS/cm	Toutes les cultures adaptées aux textures très fines Ar, Ma, Fou, CH, OH, Ct AP et Ol	Ag, AN, AP		Sous soulage ou ripage
F	Zones ne convenant que moyennement aux cultures adaptées aux textures très fines Salinité 4-8 mS/cm	Toutes les cultures adaptées aux textures très fines et à une salinité 4-8 mS/cm Ar, Ma, Fou, CH, OH et Ct	Ag, AN, AP	AN Pommes de terre, haricots verts, Fèves vertes	Assainissement Drainage Dessalage Sous solage ou ripage

Tableau II-3 : Zones homogènes de mise en valeur (suite).

Zone	Propriétés	Aptitude	Cultures		Aménagements éventuels
			Restriction	Exclusion	
G	Idem, mais salinité 8 - 16 mS/cm	Conditions difficiles, aptes localement pour Ar, Fou, OH et Ct	Ma, CH, AP	Ag, Ol, AN	Assainissement Drainage Dessalage
H	Idem, mais salinité très forte (> 16 mS/cm) Steppe halophile (inculte)	Très localement OH et Fou	Toutes cultures	Majorité des cultures	

Les cultures considérées sont :

- Agrumes (ag)
- Olivier (Ol)
- Arboriculture à noyau (AN)
- Arboriculture à pépins (AP)
- Artichauts (Ar)
- Maraîchages (Ma)
- Fourrages (Fou)
- Céréales d'hiver (CH)
- Orge d'hiver (OH)
- Coton (Ct)

La répartition des sols de l'aire de hacine en fonction de son aptitude culturale est la suivante :

Tableau II- 4: répartition des sols

Zone homogène	Hacine	
	Surface	%
A	516	70%
C	221	30%
Total	737	100%

II-5) Structure du secteur agricole :**II-5-1) Réorganisation du secteur agricole :**

La loi 87/89, du 8 Décembre 1987, a dissocié le secteur socialiste en le réorganisant en exploitations collectives et individuelles (EAC-EAI), certaines fermes pilotes et pépinières ont été gardées tout en les spécialisant dans une ou plusieurs activités agricoles, pour les services d'appui à la production. La formation des EAC a été basée essentiellement sur la taille des exploitations, le type de cultures pratiquées en sec ou en irrigué, le nombre de bénéficiaires, ainsi que le revenu global de l'exploitation. Les EAI, par contre, ne sont constituées qu'après formation des EAC, sur des parcelles ne permettant pas la création d'une EAC.

II-5-2) Le statut foncier dans la zone d'étude :

Selon l'enquête foncière réalisée dans la zone, deux secteurs coexistent dans l'aire de Hacine, le secteur réorganisé par des EAI, EAC et le secteur privé. Le tableau suivant représente la répartition des ilots :

Tableau II- 5: statu foncier

Statu foncier	L'aire de Hacine	
	Surface	%
EAI	406.82	55.2
EAC	134.88	18.3
Prive	195.30	26.5
Total	737	100

DRH. Mascara

Conclusion :

L'analyse de la qualité des sols de la zone d'étude montre que les aptitudes culturales des sols dans notre périmètre, on peut plante des cultures maraichage, arboriculture; des céréales.

L'enquête foncière nous a montré que le périmètre en question est structuré en secteur public et secteur privé et selon plusieurs statuts juridiques (EAI, EAC et privé...).

Chapitre III : Ressources en eau Hydrologie

Introduction

La concrétisation d'un projet d'irrigation d'un grand périmètre tel que la zone de Habra ; l'aire de Hacine est une partie de ce périmètre ; nécessite la mobilisation de ressources en eau 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, forages, 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.

III-2) Ressources en eau

Avant d'entamer une étude d'un projet, il faut d'abord localiser et quantifier les ressources en eau nécessaires à l'irrigation. Pour cela on va présenter les ressources en eau qui peuvent alimenter notre zone d'étude. La zone d'étude est alimentée par le triplex des barrages Bouhanifia-Fargoug-Ouizert pour la totalité du périmètre de Habra et à partir de l'oued Hammam Bouhanifia qui est alimenté à partir des lâchés des deux barrages Bouhanifia et Ouizert.

III-2-1) Barrage Ouizert :

Situé à 17 km au sud de Ain Fekan dans la wilaya de Maskara, ce barrage a été construit en 1986 afin de régulariser les apports de l'oued Sahouat formé par la confluence des oueds Taria et Saida et compléter la régularisation des apports de l'oued El Hammam, déjà partiellement réalisé par le barrage de Bouhanifia. A l'heure actuelle, cette réserve est utilisée pour :

- Compenser les demandes en eau potable des villes d'Oran, Arzew et Mohammadia
- Ecrêter les crues

Le bassin s'étend à 2100 km² au droit du barrage. Cette retenue constitue une capacité de 100 Mm³ pour un volume régularisé de 40 Mm³.

III-2-2) Barrage Bouhanifia

Réalisé en 1929, consécutivement à la destruction de la retenue de Fargoug par la crue de 1927 pour rétablir l'irrigation du périmètre de Habra, il contrôle un bassin versant de 7850 km².

III-2-3) Barrage Fargoug :

La capacité initiale(1970) était de 18hm³, Or au dernier levé qui s'est effectué en 2004 nous avons trouvé que sa capacité était de 0.4hm³, son apport annuel étant de 56hm³, avec un envasement de 0.7 hm³/an. L'aire de Hacine n'est pas alimentée par ce barrage parce qu'il trouve à l'aval de zone étude.

III-2-4) Le transfert entre le barrage Fergouge et Bouhanifia :

Comme a été dit avant on va irriguer à partir d'oued et les lâches de barrage. De sa voici un tableau des volumes d'eau :

Tableau III-1 : Les volumes le transfert entre le barrage Fergouge et Bouhanifia

Année	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011
Volume lâchés du barrage Bouhanifia(Hm ³)	26,25	24,50	6,59	6,36	3,90	2,23	/	18,65	23,26	16,25	13,38
Pertes de transfert (Hm ³)	6,25	4,90	1,25	1,36	0,90	0,90	/	4,15	5,26	3,25	3,25
Efficiencie de transfert dans l'Oued (%)	76,19	80,00	81,03	78,62	76,92	79,37	/	77,75	77,39	80,00	75,71
Pourcentage des pertes	23,81	20,00	18,97	21,38	23,08	20,63	/	22,25	22,61	20,00	24,29

Analyse de l'efficiencie du transfert des eaux à partir du barrage Bouhanifia vers le Barrage Fergouge :

L'analyse a fait apparaitre ce qui suit

- Les pertes d'eau dans l'oued entre le barrage Bouhanifia et Fergouge varient entre 20 et 29% soit un volume minimum de 1,25 Hm³ et un maximum de 9 Hm³, ces pertes sont causées par les infiltrations, l'évaporation dans le lit de l'oued favorisé par le mauvais calibrage de l'Oued et les vols d'eau par les agriculteurs riverains de l'oued.
- L'efficiencie moyenne du transfert du barrage Bouhanifia vers Fergouge durant les quinze dernières années est de 77,21%.

III-2-5) Qualité de l'eau d'irrigation

La qualité chimique de l'eau est un facteur important, qu'il convient d'évaluer soigneusement, car il conditionne l'efficacité des irrigations.

La qualité chimique de l'eau a été étudiée à partir des données d'analyse, effectuées aux stations de mesure (11-15-18) au niveau du barrage Bouhanifia.

La composition chimique de l'eau dans cette retenue est dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-2 : Composition chimique des eaux du barrage Bouhanifia

Teneur (mg/l)	Ca	mg	Na	K	Cl	SO4	NO3	NO2	conductivité	Résidu sec
Moy.	81	61	157	10	233	264	8	0.26	1.217	1030
Max.	14 8	98	290	16	392	576	16	0.68	2	1700
Min.	50	48	7	7	120	144	2	0.06	0.821	698

Source : Dossier II.D.ENHYD juillet 2002

D'après les résultats d'analyse d'eau, on trouve que l'eau du barrage est caractérisée par un SAR moyen de 4.5 et une CE moyenne de 1.217 mS/cm. Sachant que le SAR est le rapport d'adsorption du sodium (SAR) qui exprime l'activité relative des ions de sodium dans les réactions d'échange dans les sols. Cet indice mesure la concentration relative du sodium par rapport au calcium et au magnésium.

Le SAR est défini par l'équation suivante :

$$\text{SAR} = [\text{CNa}] / [\sqrt{(\text{CCa} + \text{CMg})/2}]$$

Avec : (C): concentration en ion en mol/m³

Na: Sodium

Ca: Calcium

Mg: Magnésium

Si les unités sont en meq/L, la somme de C_{Ca} + de C_{Mg} doit être divisée par deux avant de prendre la racine carrée.

Les risques du rapport d'adsorption du sodium sont concentrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-3 : Risque de SAR dans les eaux d'irrigation

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

III-3) Étude hydrologique

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

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

III-3 -1) Choix de la station pluviométrique

La région d'étude dispose d'une station pluviométrique gérée par l'Agence Nationale des Ressources en Hydrauliques (ANRH). Les coordonnées de la station sont présentées comme suit :

Tableau III -4 : Caractéristiques 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)			
Bouhanifia	111503	248.15	225.05	306	1966-2003	38

Source ANRH

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

Tableau III -5 : Pluies moyennes mensuelles observées au Bouhanifia

Années	Sept	oct.	nov.	Déc.	Jan	fév.	mars	avril	Mai	Juin	juil.	Aout	Total
1965/66	16.7	100	30.7	5.6	26.1	64.6	4.9	74.8	7.8	87.4	0	0	418.6
1966/67	4.7	10.8	36.7	137.1	2	51.1	75.2	5.6	56.7	13.3	0.9	0	394.1
1967/68	0.5	0	53.1	79.4	16.5	82.7	21.2	96.1	51.6	22.3	2.5	0	425.9
1968/69	21.8	135.2	58.6	71.5	50.3	0	50.2	44.1	18.2	0	0	1	450.9
1969/70	0	2.5	10.2	20	83.2	0	50	30.7	76.2	0	0	0	272.8
1970/71	21	17.9	81.1	40.6	51.8	54.2	84.8	31.5	51.8	2.5	1	5.5	443.7
1971/72	14.3	57	45.2	27.4	71.6	91.5	90.8	39.5	0	30.3	0	3.4	471
1972/73	41.9	6.3	10.4	112	4.1	44.7	75.6	99	0	18.4	0	8	420.4
1973/74	3.6	45.1	15.5	0	8	30.4	103.5	97.9	36.2	5.5	0	1.2	346.9
1974/75	1.2	0	77.1	25.1	12.2	75	24.9	48.5	48.6	18.9	5.3	31.1	367.9
1975/76	58.9	54.8	12.1	51.1	38.8	7.6	29.1	6.1	37.7	13.5	3.6	0.5	313.8
1976/77	5.6	40.5	38.3	7.4	11.1	8.9	21	50.5	24.5	0	0	0	207.8
1977/78	0	84.4	16.9	8.6	17.9	79	0	29.9	4.5	2.5	0	0	243.7
1878/79	9.2	58.7	34.8	0	0	18.6	64.9	20.2	21.6	1.1	0.8	0	229.9
1979/80	12.6	19.3	15.1	163	40.9	35.2	31.3	27.8	7	5.7	0	5.9	363.8
1980/81	3.8	2.4	0	13.4	16.5	40.2	11.7	26.7	42.2	0	0	0	156.9
1981/82	3.5	82.7	54.5	59.3	0	37	24.8	2.8	3.9	0	4.2	0.8	273.5
1982/83	0	0	9.8	18.3	18.7	44.4	18	6.7	63.3	19.5	0	0	198.7
1983/84	6.5	11.1	174.9	9	22.4	0	46.3	23.5	61	0	0	0	354.7
1984/85	30	3	42.5	16.1	66	82.1	59.5	18.7	3.1	1	0	0	322
1985/86	40	47.5	12.5	30.8	50.1	61	14.1	3.8	13.3	0	20	0.3	293.4
1986/87	24	19.2	38.3	33.9	57.8	12.5	9.3	20.4	24.6	2.2	0	0	242.2
1987/88	13	15.2	40	10.7	10.5	18	42.2	38.3	2.3	20.9	0	14.3	225.4
1988/89	11.6	7.3	13.6	17.1	57.8	0	13	40	28.3	0	2.5	1	192.2
1989/90	15.2	10.8	42.2	28.7	20.1	34.7	155.9	1	18	4.5	1.1	6.8	339
1990/91	3	32.3	35.7	11.8	29.4	16.1	75.2	23.8	43.3	20.2	3	0	293.8
1991/92	2	22.9	13.4	14.1	1.4	41.1	13.7	47.7	7.7	0	0	0	164
1992/93	21.5	42.9	32.2	8.3	48.1	32.9	1.3	23.9	2.4	0	0	2.8	216.3
1993/94	14.4	63.8	38.3	16	32.4	20.2	58.7	13.1	1.7	6	0	2.4	267
1994/95	21.4	8.2	5.6	66.1	31.3	101.2	33.4	59	18.3	2.7	13.9	0.4	361.5
1995/96	9.7	4.8	0.6	16.1	33.1	0.4	0	44.3	9.3	0.7	0.4	15.6	135
1996/97	39.5	29.2	53.8	28.5	5	27.5	9.4	22.1	36.4	1.8	1	7.1	261.3
1997/98	0.5	3.5	14.5	22.1	19.9	62.4	54	2.6	0.3	0	0	1.6	181.4
1998/99	11	32	30	16.2	23.8	47.1	16.8	4.5	1.7	0	2.6	1.9	187.6
1999/00	9.8	40.7	59.5	6.5	39.6	34.5	2.1	12	9.8	0	0	0	214.5
2000/01	20.4	21	94.8	18.3	1.3	1.3	19.2	34.3	33.4	1	0	8	253
2001/02	0	12.5	45.1	8.6	66.5	55	13.2	20.6	10.9	5.2	0	2	239.6
2002/03	1.3	30	14.1	54.9	25.5	34.1	14.9	13.3	49.1	11.8	2.4	1.8	253.2

Source ANRH

D'après les résultats du tableau pendant la période 1966–2003, On a remarqué une irrégularité dans la répartition des précipitations et aussi une variabilité mensuelle. Ces pluies sont nettement insuffisantes pour les mois de juin, juillet et août, elles sont moyennes au printemps et maximales en hiver.

III -3-2) Homogénéité de la série pluviométrique

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

La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique par cette méthode repose sur le procédé suivant:

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

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

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

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

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

Avec : $W_x = \sum \text{Rang}_x$

W_x : Somme des rangs de sous série

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

$$W_{max} = [(N_1 + N_2 + 1).N_1 - W_{min}] \dots\dots\dots(III - 2)$$

Les résultats du test de Wilcoxon sont détaillés comme suit :

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

Rang	Série d'origine	Série X (mm)	Séries-Y (mm)	TRI (mm)	Xunion Y
1	418.6	418.6	354.7	135	y
2	394.1	394.1	322	156.9	x
3	425.9	425.9	293.4	164	y
4	450.9	450.9	242.2	181.4	y
5	272.8	272.8	225.4	187.6	y
6	443.7	443.7	192.2	192.2	y
7	471	471	339	198.7	x
8	420.4	420.4	293.8	207.8	x
9	346.9	346.9	164	214.5	y
10	367.9	367.9	216.3	216.3	y
11	313.8	313.8	267	225.4	y
12	207.8	207.8	361.5	229.9	x
13	243.7	243.7	135	239.6	y
14	229.9	229.9	261.3	242.2	y
15	363.8	363.8	181.4	243.7	x
16	156.9	156.9	187.6	253	y
17	273.5	273.5	214.5	253.2	y
18	198.7	198.7	253	261.3	y
19	354.7		239.6	267	y
20	322		253.2	272.8	x
21	293.4			273.5	x
22	242.2			293.4	y
23	225.4			293.8	y
24	192.2			313.8	x
25	339			322	y
26	293.8			339	y
27	164			346.9	x
28	216.3			354.7	y
29	267			361.5	y
30	361.5			363.8	x
31	135			367.9	x
32	261.3			394.1	x
33	181.4			418.6	x
34	187.6			420.4	x
35	214.5			425.9	x
36	253			443.7	x
37	239.6			450.9	x
38	253.2			471	x

Après les calculs on a : $W_x = 422$, $W_{min} = 389.5$; $W_{max} = 457.54$

Donc : $389.5 < W_x < 457.54$

D'après les calculs, on voit que la condition de Wilcoxon $W_{min} < W_x < W_{max}$ est vérifiée, donc le série des précipitations moyenne annuelle de la station de Bouhanifia est homogène.

III -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
- ❖ loi normale

III -3-3 -1) Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale

Le procédé de calcul consiste à:

Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant.

Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.

Calculer la fréquence expérimentale (par la formule de Hazen par exemple).

$$\text{Variable réduite de Gauss : } U = \frac{X - \bar{X}}{\delta} \dots\dots\dots (III-3)$$

Calcul des caractéristiques empirique de loi (\bar{X} ; δ ; C_v ; $CS=0$).

$$\text{Le coefficient de variation : } C_v = \frac{\delta}{\bar{X}} \dots\dots\dots (III-4)$$

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

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

Avec : XP%: précipitation de probabilité P%.

Up%: variable réduite de Gauss.

\bar{X} : Moyenne arithmétique.

δ : Écart type

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

Tableau III -7: Ajustement à la loi de Gauss

T = 1/q	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)				
T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
100	0.99	502	28.8	445	558
50	0.98	477	26.3	425	529
20	0.95	440	22.9	395	484
10	0.9	406	20.1	367	446
5	0.8	366	17.3	332	400
2	0.5	289	14.8	298	359
1.25	0.2	213	17.3	260	318

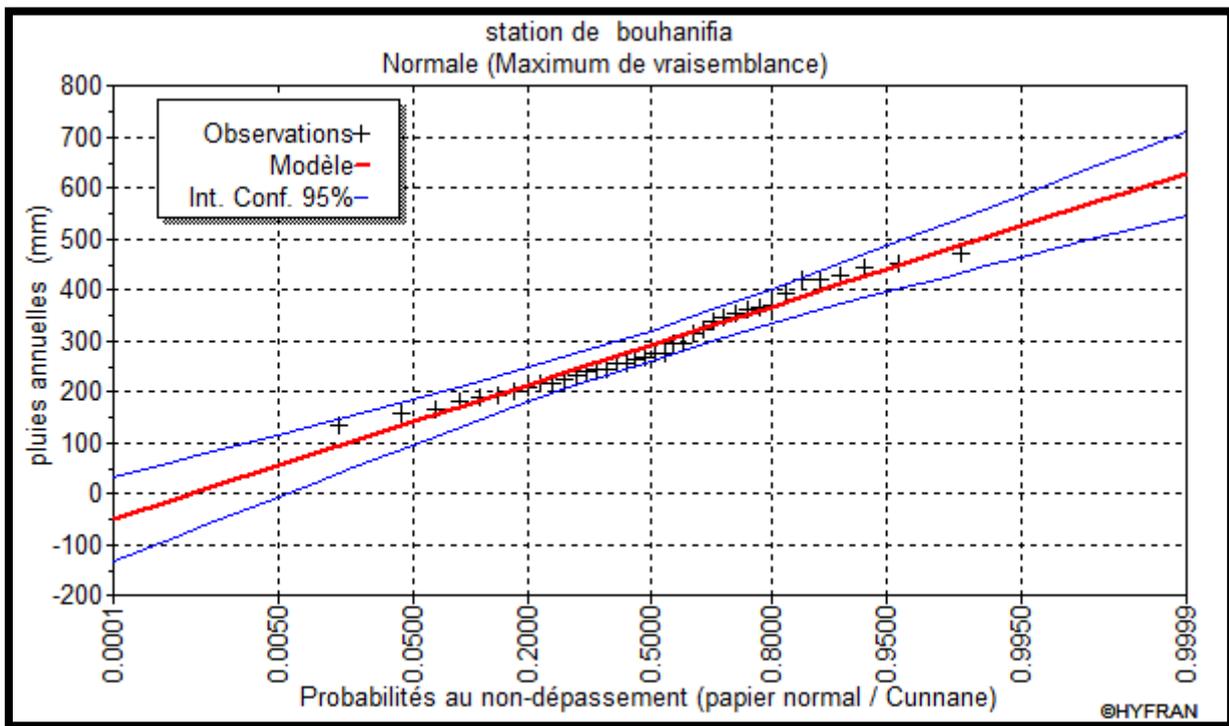


Fig. III -1 : Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss

III -3-3-1-1) Test de validité d'un ajustement

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

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

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

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

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

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

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

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

On calcule χ^2 .

On calcule le nombre de degrés de liberté γ :

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

Avec : χ^2 théorique = g(γ , α)

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.01$ si et seulement si : χ^2 calculé < χ^2 théoriques

D'après le logiciel HYFRAN, on obtient les résultats suivants:

$$\chi^2 \text{ calculé} = 3.26 \quad \gamma = 5$$

D'après la table de Pearson du χ^2 on a :

$$\chi^2 \text{ théorique} = 14.277$$

$$\chi^2 \text{ calculé} = 3.17 < \chi^2 \text{ théorique} = 14.277$$

Donc l'ajustement est à considérer.

III -3-4) détermination de l'année de calcul

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

$$P_{\text{moy } 80\% \text{ de chaque mois}} = P_{\text{moy de chaque mois}} * \frac{P_{\text{théorique (80\%) annuelle}}}{P_{\text{théorique (50\%) annuelle}}} \dots\dots (III-5)$$

$$P_{\text{théorique de 50\%}} = 289,41 \text{ mm}$$

$$P_{\text{théorique de 80\%}} = 213,35 \text{ mm}$$

$$P_{\text{moy } 80\%} = 0.737 P_{\text{moy mensuelle}}$$

Tableau III -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	13.53	30.93	36.89	33.52	29.26	38.08	37.74	31.72	24.39	8.39	1.72	3.25
P _{moy 80%} mm/mois	9.97	22.80	27.19	24.70	21.56	28.07	27.81	23.38	17.97	6.18	1.26	2.39

Conclusion

L'aire de Hacine qui est la zone du projet de notre étude recèle des potentialités hydriques importantes.

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.

Chapitre IV: Calcul des besoins en eau

Introduction

Cette étude a pour objectif l'étude des besoins en eau des cultures, et ce sur la base des informations définies auparavant, conditionnant la conception de notre projet tel que : 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.

IV -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 :

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

L'évapotranspiration est la somme de la transpiration du couvert végétal (à travers les stomates des plantes) et de l'évaporation des sols. On désigne comme évapotranspiration réelle (ETR) la valeur de ce flux à un instant donné ou de sa moyenne sur une période donnée, pour une station donnée. Lorsque la disponibilité en eau n'est pas limitative, ce flux tend vers une limite appelée évapotranspiration potentielle (ETP). Ce dernier concept introduit par Thornwaite en 1948, essentiellement théorique, ne dépend principalement que des facteurs météorologiques (RH, T, vent et rayonnement solaire global incident).

IV -2-2) Évapotranspiration 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.

La formule la plus utilisée dans les régions arides et semi-arides est celle de Blaney Cridle.

V.2.2.1- Formule de Blaney Cridle (USA) :

$$ETP = P (0.457t + 8.13) ; mm$$

Avec : ETP : Évapotranspiration mensuelle en mm ou m³/ha.

T : température moyenne mensuelle en c°.

P : Pourcentage d'heure d'éclairement pour le mois considéré.

Comme nous sommes dans une région aride, nous opterons donc pour la formule de Blaney-Cridle pour l'estimation des besoins en eau théorique (Évapotranspiration) des cultures de l'assolement considéré, mais à cause de manque des données on utilise la méthode de Mr penman&motheit modifiée ou la méthode de Turc.

V.2.3.2-Formule de Turc :

$$ET_0 = 0.4 (R_s + 50) (t / t + 15)$$

R_s : radiation globale, en cal/cm² j .Si R_s n'est pas connu

$$R_s = R_a (0.18 + 0.62 (n / N))$$

R_a : rayonnement extra-terrestre, en cal/cm²

N : durée astronomique possible d'insolation (h/mois)

n ; duré d'insolation effective (h/mois)

R_a et N : en fonction de latitude du lieu uniquement.

V.2.2.3-Method de Mr Penman&motheit modifier:

La formule de Mr Penman&Motheit modifiée, prend en compte l'effet du paramètre vent, ainsi que les corrections supplémentaires qui tiennent compte des conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

L'expérience a montré que l'expression obtenue prédirait de près, l'évapotranspiration de référence, non seulement dans des régions humide et fraîche comme en Angleterre, mais aussi dans des zones très chaudes et semi-arides. La formule de Mr Penman&Montheit, modifiée, se présentant comme suite :

$$ETO = \frac{0,408 \Delta (Rn - G) + \gamma \frac{Cste}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma (1 + 0,34 u_2)}$$

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

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

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

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

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

es : pression de vapeur saturante [kPa],

ea : pression de vapeur réelle [kPa],

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

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

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

Le calcul de l'évapotranspiration de référence est réalisé à l'aide d'un logiciel appelé CROPWAT8, fondé sur la méthode de Mr Penman&Montheit modifiée et recommandée par la consultation des experts de la FAO tenue à Rome en mai 1990.

Tableau IV- 1 : Les résultats de l'ET0 obtenir à l'aide du logiciel CROPWAT

Pays : Algérie				Station climatique : Bouhanifia			
Altitude : 330 m				Coordonnées : 31 LN			
Mois	Temp min °C	Temp max °C	Humidité relative %	Vent (km/ jour)	Insol (heurs)	Radiation (MJ/m2j)	ET0 (mm/jour)
J	3.1	14.8	78	224.64	10,1	18.2	2.18
Fe	3.8	15.4	77	250.56	11	21.6	2.63
M	5.7	18.9	74	250.56	11,9	25.5	3.57
A	7.6	21.8	68	293.76	13,1	29.1	4.69
Mai	11.2	25.8	69	328.32	14	31.0	5.61
Jun	15	32.1	66	336.96	14.5	31.7	7.05
Jlt	19.5	35.7	66	328.32	14,3	31.3	7.78
At	19.2	36.2	67	293.76	13,5	29.7	7.52
Sep	15.9	30.8	70	302.4	12,4	26.7	5.97
O	12.3	26.3	74	224.64	11,3	22.5	4.27
N	7.6	19	76	233.28	10,3	18.9	2.83
D	4.6	15.2	79	181.44	9,8	17.1	2.06
Année	10.45	24.33	72	276.48	13.16	25.3	4.68

IV -2-3) calcul des pluies efficaces

C'est la fraction des pluies totales réellement utilisée par la culture, elle dépend des caractéristiques du sol, et de l'intensité des pluies.

Plusieurs méthodes permettent de calculs ces pluies, mais ici nous retenons la méthode de pourcentage détaillée comme suit :

$$\text{Pluies efficaces (en mm/mois)} = A \times \text{Pluies totales (mm/mois)}$$

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

Tableau IV -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%}	21.56	28.07	27.81	23.38	17.97	6.18	1.26	2.39	9.97	22.80	27.19	24.70
P_{eff}	17.25	22.45	22.25	18.70	14.38	4.95	1.01	1.91	7.98	18.24	21.75	19.76

IV -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 culturelle dans le périmètre, en tenant compte des différentes contraintes (d'ordre climatique, social, agropédologique).

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

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

Pour l'établissement du calendrier cultural adaptable aux diverses conditions du périmètre de l'aire de Hacine, nous avons tenu compte :

- De la vocation agroalimentaire de la région.
- Du choix des services agricoles de la wilaya qui tendent vers la diversification et l'intensification des cultures pratiquées dans la région.
- D'un aperçu sommaire sur les qualifications de la main-d'œuvre actuelle dans la conduite des cultures envisagées. ‘
- Des disponibilités des moyens de production.

Pour notre périmètre le choix des cultures s'est basé comme suit :

IV -3-1) Arboriculture

La superficie occupée par arboriculture est la plus importante, elle occupe 57.54 % de la surface totale enquêtée et cultivée qui traduit on 424.13 ha. Parmi les espèces fruitières rencontrées nous agrume « citons, l'oranger et le citronnier » avec une surface de 222.85, ainsi que l'olivier avec une surface de 103.69ha, plus des vignes sur une surface de 75 ha , et des Arbres divers qui occupe une petite surface de 22.59. L'irrigation de l'arboriculture dans la zone d'étude est relativement forte dans les périodes sèches.

IV -3-2) La céréaliculture

La superficie cultivée en céréales est une surface relativement petite à cause de la domination de l'arboriculture, elle occupe 15.10 % de la surface totale enquêtée et cultivée. Les agriculteurs pratiquent le plus souvent la culture de blé dur, soit environ 56.45 Ha. La même superficie pour cultiver en orge.

IV -3-3) Cultures maraîchères

Sur l'ensemble des exploitations enquêtées, 27.13% sont occupées par le maraichage, soit une superficie totale de 200 Ha. Ces cultures sont pratiquées généralement en plein champ. Les cultures maraîchères de plein champ pratiquées sont la pomme de terre, de saison et d'arrière-saison, la fève, le petit pois, le chou-fleur, la carotte, le navet, la tomate, le piment, le poivron. L'importance de la culture de la pomme de terre est suivie par celle de la fève et la tomate qui très développée dans l'aire d'étude utilisée à doubles fins la consommation et l'industrie.

IV -4) Assolement et rotation des cultures :

Pour mieux valoriser et préserver les ressources du sol, nous avons pris en considération un assolement de cultures arboriculture /maraichères/céréalières.

La répartition des cultures maraichères dans le périmètre est détaillée comme suit :

Tableau IV -3: Surfaces occupées par les différentes cultures.

Type des Cultures	Surface occupée (ha)
Céréales	112.9
Blé	56.45
Orge	56.45
Cultures maraichères	200
Tomato	46.94
Pomme de terre	65.29
Fève	87.77
oignon	33 .57
Arboriculture	424.13
Agrume	222.8
Vignes	75.14
Olivier	103.6
pommier	22.59
surface totale	737.03

Le calendrier cultural est détaillé comme suit :

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

	Culture	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil.	Aout
Céréales	Blé				←								
	Orge				←								
Cultures maraichères	Tomate							←					
	Pomme de terre				→								←
	Fève					←			→				
	Oignon							←					
Arboriculture	Agrume	←											→
	Vignes	←											→
	Olivier	←											→
	pommier	←											→

IV-5) Détermination des Besoins en eau des cultures

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

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

Avec : B : besoin en eau d'irrigation (mm)

E.T.P : évapotranspiration (mm / jour)

P_{eff} : est la pluie efficace

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

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

Avec :

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 ;

Les résultats de calcul de chaque culture sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV -5: Calcul des besoins en eau du Blé.

Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ET0(mm/j)	Kc	Besoin bruts (mm)
Septembre	13.53	7.98	179.1	0	0
Octobre	30.93	18.24	128.1	0	0
Novembre	36.89	21.75	84.9	0.5	0
Décembre	33.52	19.76	61.8	0.6	0
Janvier	29.26	17.25	65.4	0.7	0
Février	38.08	22.45	78.9	0.8	1,5
Mars	37.74	22.25	107.1	1.05	45.29
Avril	31.72	18.70	140.7	1.15	116.15
Mai	24.39	14.38	168.3	1.15	168.39
Juin	8.39	4.95	211.5	0.75	/
Juillet	1.72	1.01	233.4	0.75	/
Août	3.25	1.91	225.6	0	0

Tableau IV -6: Calcul des besoins en eau de l'Orge.

Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO(mm/j)	Kc	Besoin bruts (mm)
Septembre	13.53	7.98	179.1	0	0
Octobre	30.93	18.24	128.1	0	0
Novembre	36.89	21.75	84.9	0.4	0
Décembre	33.52	19.76	61.8	0.5	0
Janvier	29.26	17.25	65.4	0.6	0
Février	38.08	22.45	78.9	0.8	0
Mars	37.74	22.25	107.1	1.05	36.30
Avril	31.72	18.70	140.7	1.05	102.08
Mai	24.39	14.38	168.3	1.1	159.97
Juin	8.39	4.95	211.5	1.15	/
Juillet	1.72	1.01	233.4	0.75	/
Août	3.25	1.91	225.6	0	0

Tableau IV -7: Calcul des besoins en eau de la tomate

Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/j)	Kc	Besoin bruts (mm)
Septembre	13.53	7.98	179.1	0	0
Octobre	30.93	18.24	128.1	0	0
Novembre	36.89	21.75	84.9	0	0
Décembre	33.52	19.76	61.8	0	0
Janvier	29.26	17.25	65.4	0	0
Février	38.08	22.45	78.9	0.5	0
Mars	37.74	22.25	107.1	0.8	0
Avril	31.72	18.70	140.7	0.95	61.06
Mai	24.39	14.38	168.3	0.9	74.21
Juin	8.39	4.95	211.5	0.65	87.61
Juillet	1.72	1.01	233.4	0	0
Août	3.25	1.91	225.6	0	0

Tableau IV -8: Calcul des besoins en eau de la pomme de terre (de saison)

Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/j)	Kc	Besoin bruts (mm)
Septembre	13.53	7.98	179.1	0	0
Octobre	30.93	18.24	128.1	0	0
Novembre	36.89	21.75	84.9	0	0
Décembre	33.52	19.76	61.8	0	0
Janvier	29.26	17.25	65.4	0	0
Février	38.08	22.45	78.9	0	0
Mars	37.74	22.25	107.1	0.4	0
Avril	31.72	18.70	140.7	0.7	64.07
Mai	24.39	14.38	168.3	0.85	119.69
Juin	8.39	4.95	211.5	1.05	217.13
Juillet	1.72	1.01	233.4	0.9	209.05
Août	3.25	1.91	225.6	0	0

Tableau IV -9: Calcul des besoins en eau de l'oignon.

Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/j)	Kc	Besoin bruts (mm)
Septembre	13.53	7.98	179.1	0	0
Octobre	30.93	18.24	128.1	0	0
Novembre	36.89	21.75	84.9	0	0
Décembre	33.52	19.76	61.8	0	0
Janvier	29.26	17.25	65.4	0	0
Février	38.08	22.45	78.9	0.7	0
Mars	37.74	22.25	107.1	0.75	22.14
Avril	31.72	18.70	140.7	1	57.32
Mai	24.39	14.38	168.3	0.8	102.29
Juin	8.39	4.95	211.5	0	0
Juillet	1.72	1.01	233.4	0	0
Août	3.25	1.91	225.6	0	0

Tableau IV -10: Calcul des besoins en eau du Petit pois.

Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/j)	Kc	Besoin bruts (mm)
Septembre	13.53	7.98	179.1	0	0
Octobre	30.93	18.24	128.1	0	0
Novembre	36.89	21.75	84.9	0	0
Décembre	33.52	19.76	61.8	0.5	0
Janvier	29.26	17.25	65.4	0.5	0
Février	38.08	22.45	78.9	0.7	0
Mars	37.74	22.25	107.1	0.8	0
Avril	31.72	18.70	140.7	0	0
Mai	24.39	14.38	168.3	0	0
Juin	8.39	4.95	211.5	0	0
Juillet	1.72	1.01	233.4	0	0
Août	3.25	1.91	225.6	0	0

Tableau IV -11: Calcul des besoins en eau du pommier.

Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/j)	Kc	Besoin bruts (mm)
Septembre	13.53	7.98	179.1	0.75	0
Octobre	30.93	18.24	128.1	0.7	0
Novembre	36.89	21.75	84.9	0.6	0
Décembre	33.52	19.76	61.8	0.5	0
Janvier	29.26	17.25	65.4	0.5	0
Février	38.08	22.45	78.9	0.6	0
Mars	37.74	22.25	107.1	0.65	0
Avril	31.72	18.70	140.7	0.7	4.33
Mai	24.39	14.38	168.3	0.8	57.38
Juin	8.39	4.95	211.5	0.9	185.40
Juillet	1.72	1.01	233.4	0.9	209.05
Août	3.25	1.91	225.6	0.9	201.13

Tableau IV -12: Calcul des besoins en eau des agrumes

Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/j)	Kc	Besoin bruts (mm)
Septembre	13.53	7.98	179.1	0.75	0
Octobre	30.93	18.24	128.1	0.75	0
Novembre	36.89	21.75	84.9	0.75	0
Décembre	33.52	19.76	61.8	0.6	0
Janvier	29.26	17.25	65.4	0.6	0
Février	38.08	22.45	78.9	0.6	0
Mars	37.74	22.25	107.1	0.65	0
Avril	31.72	18.70	140.7	0.65	0
Mai	24.39	14.38	168.3	0.7	40.55
Juin	8.39	4.95	211.5	0.7	143.10
Juillet	1.72	1.01	233.4	0.75	174.04
Août	3.25	1.91	225.6	0.75	167.29

Tableau IV -13: Calcul des besoins en eau de la vigne.

Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/j)	Kc	Besoin bruts (mm)
Septembre	13.53	7.98	179.1	0.75	0
Octobre	30.93	18.24	128.1	0.7	0
Novembre	36.89	21.75	84.9	0.6	0
Décembre	33.52	19.76	61.8	0.5	0
Janvier	29.26	17.25	65.4	0.4	0
Février	38.08	22.45	78.9	0.3	0
Mars	37.74	22.25	107.1	0.35	0
Avril	31.72	18.70	140.7	0.45	0
Mai	24.39	14.38	168.3	0.6	32.70
Juin	8.39	4.95	211.5	0.65	132.53
Juillet	1.72	1.01	233.4	0.8	185.71
Août	3.25	1.91	225.6	0.85	189.85

Tableau IV -14: Calcul des besoins en eau de l'olivier.

Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/j)	Kc	Besoin bruts (mm)
Septembre	13.53	7.98	179.1	0.75	0
Octobre	30.93	18.24	128.1	0.75	0
Novembre	36.89	21.75	84.9	0.75	0
Décembre	33.52	19.76	61.8	0.6	0
Janvier	29.26	17.25	65.4	0.6	0
Février	38.08	22.45	78.9	0.6	0
Mars	37.74	22.25	107.1	0.6	0
Avril	31.72	18.70	140.7	0.6	1.04
Mai	24.39	14.38	168.3	0.7	81.87
Juin	8.39	4.95	211.5	0.7	143.10
Juillet	1.72	1.01	233.4	0.75	174.04
Août	3.25	1.91	225.6	0.75	167.29

IV -6) Calcul du débit caractéristique

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, il est calculé :

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

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

Ni : nombre des heures d'irrigation=24h

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

Ei : Efficience d'irrigation ≈75%

Tableau IV -15 : Récapitulatif des besoins bruts totaux des cultures

Désignation	Pourcentage d'occupation(Ha)	Besoins mensuel (mm)											Total	
		S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt		A
Blé	56.45						1,5	45.29	116.15	168.39	153.68			485.01
Orge	56.45							36.3	102.08	159.97	238.28	174.04		710.67
Tomate	46.94								61.06	74.21	87.61			222.88
P. terre	65.29								64.07	119.69	217.13	209.05		609.94
l'oignon	33.57							22.14	57.32	102.29				181.75
Pommier	22.59								4.33	57.38	185.4	209.05	201.13	657.29
Agrume	222.8							57,452	84,898	104,176	156,544	172,936	156,808	732.81
Vignes	75.14									40.55	143.1	174.04	167.29	524.98
Olivier	103.6								55,573	96,616	146,509	161,956	146,773	607.43
Total	649.26(+87.77)						1.50	161.18	545.48	923.27	1,328.25	1,101.07	672.00	4,732.76

D'après le tableau IV.18, les besoins de pointe correspondent au mois de juin, soient donc **1328.25** mm/mois

Le débit spécifique calculé est très important, il est de **6.83** l/s/ha, ce débit dépasse les normes (1.5 l/s/ha), ce qui risque d'aboutir à un surdimensionnement.

Dans ce cas, on a deux méthodes pour estimer le débit spécifique :

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

Dans notre cas, on va prendre le moyen des débits spécifiques, il est de : $Q_s = 0.683$ l/s/ha, est inférieur à 1,5 l/s/ha donc le choix de ce débit reste valable.

IV -6-1) 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, déterminée 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 totale à irriguer = 737 ha

$$Q_{car} = q_s \cdot S = 0.683 \cdot 737 = \mathbf{503.56 \text{ l/s}}$$

IV -7) Estimation des besoins en eau totaux du périmètre

La connaissance des volumes totaux d'irrigation est indispensable, elle permet de prévoir les volumes d'eau stockés dans la retenue et d'effectuer un meilleur calendrier d'arrosage.

Étant donné, que nous avons pris en considération un assolement, nous avons calculé les besoins en eau pour l'assolement le plus.

Tableau IV -16 : Besoin en eau d'irrigation des cultures

Cultures	Superficie en ha	Besoins en eau net (mm)	Besoins en eau brut (m ³ /ha)	Besoins bruts totaux (m ³)
Céréales	112.9			
Blé	56.45	485.01	4850.1	273788.1
Orge	56.45	710.67	7106.7	401173.2
Cultures maraichères	200			
Tomato	46.94	222.88	2228.8	104619.9
Pomme de terre	65.29	609.94	6099.4	398229.8
Petit pois	87.77			0.0
oignon	33.57	181.75	1817.5	61013.5
Arboriculture	424.13			
Agrume	222.8	732.81	7328.1	1632700.7
Vignes	75.14	524.98	5249.8	394470.0
Olivier	103.6	607.43	6074.3	629297.5
pommier	22.59	657.29	6572.9	148481.8
			total	4;043;774.5

D'après le tableau précède, on remarque que le volume total des besoins en eau des cultures de notre périmètre est de 4;043;774.5 m³. Le volume régularisé du barrage de Bouhanifia (73 Hm³) et le volume alloué à l'irrigation (7 Hm³) dépassent nettement les besoins en eau, ce qui représente un atout considérable pour le développement de l'irrigation dans le l'aire de Hacine.

Conclusion

L'aire de Hacine 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 4;043;774.5 m³. Le barrage de Bouhanifia, par son volume régularisé relativement important, pourra subvenir les besoins en eau de ces cultures.

Le projet d'irrigation est donc faisable, ce qui présente une opportunité pour le développement économique de la région.

Chapitre V : La prise d'eau

Introduction

La source d'eaux est un des premières choses à voir dans l'étude d'un périmètre. Dans notre cas de l'aire de Hacine est alimenté par l'oued de Bouhanifia. On a beaucoup des variantes a choisi de mais la meilleure a été de construire une prise eaux à partir de l'oued. Ce chapitre va explorer le dimensionnement et la méthode de construire une prise eaux d'un oued.

V-1) Principe et terminologie de base

Pour alimenter gravitairement un périmètre d'irrigation, le principe de base consiste à creuser un canal reliant le périmètre à un cours d'eau proches. Deux conditions doivent être remplies :

- 1) Niveau d'eau dans l'oued doit toujours satisfaire la demande de périmètre
- 2) Il faut maîtriser la quantité d'eau q on dérive vers le périmètre en fonction des besoins et des variantes de niveau d'eau dans la rivière.

Il y a deux types des prises :

- les prises directes : prise d'eau fonctionnant au fil d'eau qui évite la construction d'un ouvrage transversal à la rivière. Dans ce type il y a de prise d'eau latéral et de prise directement frontal.
- les prises d'eau avec barrage ou seuil de dérivation.

V-2) choix de variante

On a choisi de construire une prise d'eau d'oued et n'est pas une adduction directe de barrage pour de raison principale, le premier est sur plan technicoéconomique :

- L'état de vanne de prise dans le barrage de Bouhanifia est détruite.
- Une adduction très longue « plus que 25 km ».
- Des problèmes de propriété des terres avec perte des terres agricole.

Et le deuxième raison est pour préserver l'écologie et la culture de la région qui est reconnu avec l'oued de Bouhanifia et si on va faire un transfert des eaux vers le périmètre. L'oued va être supprimé. Et on a choisi prise d'eau avec un seuil à cause de le niveau d'eau dans la rivière.

V-3) description et implantation des ouvrages de prise

V-3-1) Seuil

Le seuil est un obstacle dans un cours d'eau construire soit en béton ou gabion ... ;

Consiste à relever et contrôler le niveau dans la rivière.

Le seuil de prise est implanté environ 400 m au Nord de l'ouvrage de prise actuel droit d'un élargissement de l'oued El Hammam. La largeur de l'oued est ici de l'ordre de 30 m. Son orientation est quasiment Nord-Sud. Les coordonnées de l'axe de l'ouvrage sont les suivantes :

Tableau V-1 : Coordonnées du seuil de prise

	Rive gauche(1)	Rive droite (2)
X	223087.93	223107.29
Y	3 919 931.67	3 919 998.94

V-3-2) Ouvrage de dégrèvement

Cet ouvrage aura deux fonctions distinctes suivant la phase de vie de l'ouvrage :

- assurer la fonction de dérivation provisoire durant la réalisation de la rive gauche
- Assurer un désengrèvement effectif aux abords du seuil de prise et limiter l'engrèvement global du seuil, durant la phase d'exploitation de l'ouvrage

En termes de fonctionnement, les chasses pourront s'opérer soit :

- En période d'étiage avec une efficacité limitée et une perte en termes de fonctionnement de la prise.

- en période de crue où les vitesses générées seront plus importantes avec donc une efficacité plus importante et où, sous réserve de contrôler l'ouverture de la vanne de chasse, on pourra maintenir la prise en fonctionnement.

V-3-3) bassin d'amortissement et dissipation

C'est un dispositif situé en aval du déversoir destiné à :

- Dissiper l'énergie due au déversement.
- Amélioration partielle de la répartition des vitesses et des débits.
- Assurer la submersion du ressaut hydraulique.

V-3-4) Le canal d'acheminement

Cette est situé entre le seuil et le dessableur se rôle est d'acheminée l'eau de oued a la rentre de bassin afin d'éviter les problèmes d'engravement et afin de permettre de mobiliser au maximum les eaux de l'oued. Il sera surélevé par rapport au lit de l'oued de 30 cm et permettra le captage du débit d'équipement même lorsque la crête du seuil sera à sec (sous réserve d'avoir le débit dans l'oued).

Il sera protégé par une grille inclinée à 20° (par rapport à la verticale) qui a pour vocation de limiter le diamètre des particules susceptibles de transiter par la prise.

V-3-5) Dessableur

Dessableur est un bassin de décantation on béton généralement et est dimensionné pour un écrêtement des matières solides en suspension supérieures à 0,3 mm pour le débit d'équipement. Le dessableur sera implanté sur la terrasse en rive droite légèrement en aval du seuil de prise. Son orientation sera quasiment Est-Ouest. Les coordonnées des extrémités amont et aval de l'ouvrage sont les suivantes :

Tableau V-2 : Coordonnées du dessableur

	Amont	Aval
X	223 104.54	223 089.38
Y	3 919 993.92	3 920 000.69

Cette implantation a été retenue selon plusieurs critères :

- la topographie du terrain et l'exutoire des eaux de lavage et de trop plein.
- le départ de l'adducteur.

Compte tenu du débit d'équipement important et dans l'objectif d'assurer la continuité de service lors de la phase de nettoyage ou lors de diverses interventions liées à l'exploitation, il est composé de deux chambres mitoyennes.

V-3-6) Bassins trompent

A l'aval du dessableur, sera réalisé un bassin tampon où sera connecté l'adducteur d'irrigation. Ce bassin de prise sera réalisé en béton armé et formera un bloc monolithique avec le dessableur.

V-3-7) Bâtiment d'exploitation et local électrique

Ce bâtiment, aménagé au niveau 178,00 m NGA, est de dimensions intérieures 4,0x4,0 m. Il présente deux niveaux :

- Le premier niveau permet d'abriter la vanne secteur de régulation.
- Le second niveau complètement hors crues, permet d'abriter les centrales.

V-4) Dimensionnement**V-4-1) Le débit d'ouvrage de dérivation**

Dans cette partie on va prendre les données de calcul d'une étude faite par l'agence nationale de ressource hydraulique –Oran « ANRH », faite sur l'oued ElaHamam dans l'année de 2002.

Cette étude a permis de déterminer les débits de pointe fréquentiels des bassins versants de Habra. Les débits de crue de l'oued El Hammam sont les suivants :

Tableau V-3 : Les débits de crue de l'oued El Hammam

Période de retour	T5ans	T10ans	T20ans	T50ans	T100ans
Oued el HAMam (m ³ /s)	59	89	119	175	215

Pour ce type de seuil on prend une période de retour de T10ans.

Alors le débit de dimensionnement est T10ans = 89 m³/s.

V-4-2) Dimensionnement de l'ouvrage de dérivation

D'abord, on considère que le déversoir est de type GREAGER qui est régi par la relation suivante :

$$Q=C.L.h^{3/2} \dots\dots\dots (V-1)$$

$$q = \frac{Q}{L} \dots\dots\dots (V-2)$$

$$q=C.h^{3/2} \dots\dots\dots (V-3)$$

De (V-2) et (V-3)

$$h^{1.5} = \frac{q}{C} \dots\dots\dots (V-4)$$

$$t.q: C = m \cdot \sqrt{2g}$$

m : coefficient de débit, il est égal à 0,4 ;

$$C=1.77$$

$$q=2.97\text{m}^3/\text{s}$$

L : largeur du seuil déversant égale à L=30,0m;

H_0 : la lame d'eau déversant ;

Q : débit déversé (m^3/s) ;

$$Q= 89 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

Donc : $h = 1.41 \text{ m}$.

On prendre une hauteur de pelle : **2 m**.

V-4-2-1) Calcul de la vitesse d'approche

L'expression de la vitesse d'approche est donnée comme suite :

$$V = \frac{q}{h + P} \dots \dots \dots (V - 5)$$

P : hauteur de la pelle $P=2 \text{ m}$;

D'où, la vitesse d'approche :

$$V = \frac{2.96}{1.41 + 2}$$

$$V=0.87\text{m/s}$$

$$\frac{V^2}{2g} = 0.04\text{m}$$

Donc :

$$H = h + \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (V-6)$$

$$\Rightarrow H = 1.45 \text{ m}.$$

V-4-2-2) Le tracé du profil du déversoir

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m

Tableau V-4 : les Coordonnées du profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m			Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=2.6m			
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure	H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0.126	-0.831	1.450	0.000	0.183	-1.205
0.1	0.036	-0.803		0.145	0.052	-1.164
0.2	0.007	-0.772		0.290	0.010	-1.119
0.3	0	-0.74		0.435	0.000	-1.073
0.4	0.007	-0.702		0.580	0.010	-1.018
0.6	0.06			0.870	0.087	-0.899
0.8	0.147	-0.511		1.160	0.213	-0.741
1	0.256	-0.38		1.450	0.371	-0.551
1.2	0.393	-0.219		1.740	0.570	-0.318
1.4	0.565	-0.03		2.030	0.819	-0.044
1.7	0.873	0.305		2.465	1.266	0.442
2	1.235	0.693		2.900	1.791	1.005
2.5	1.96	1.5		3.625	2.842	2.175
3	2.824	2.5		4.350	4.095	3.625
3.5	3.818	3.66		5.075	5.536	5.307
4	4.93	5		5.800		
4.5	6.22	6.54	6.525			

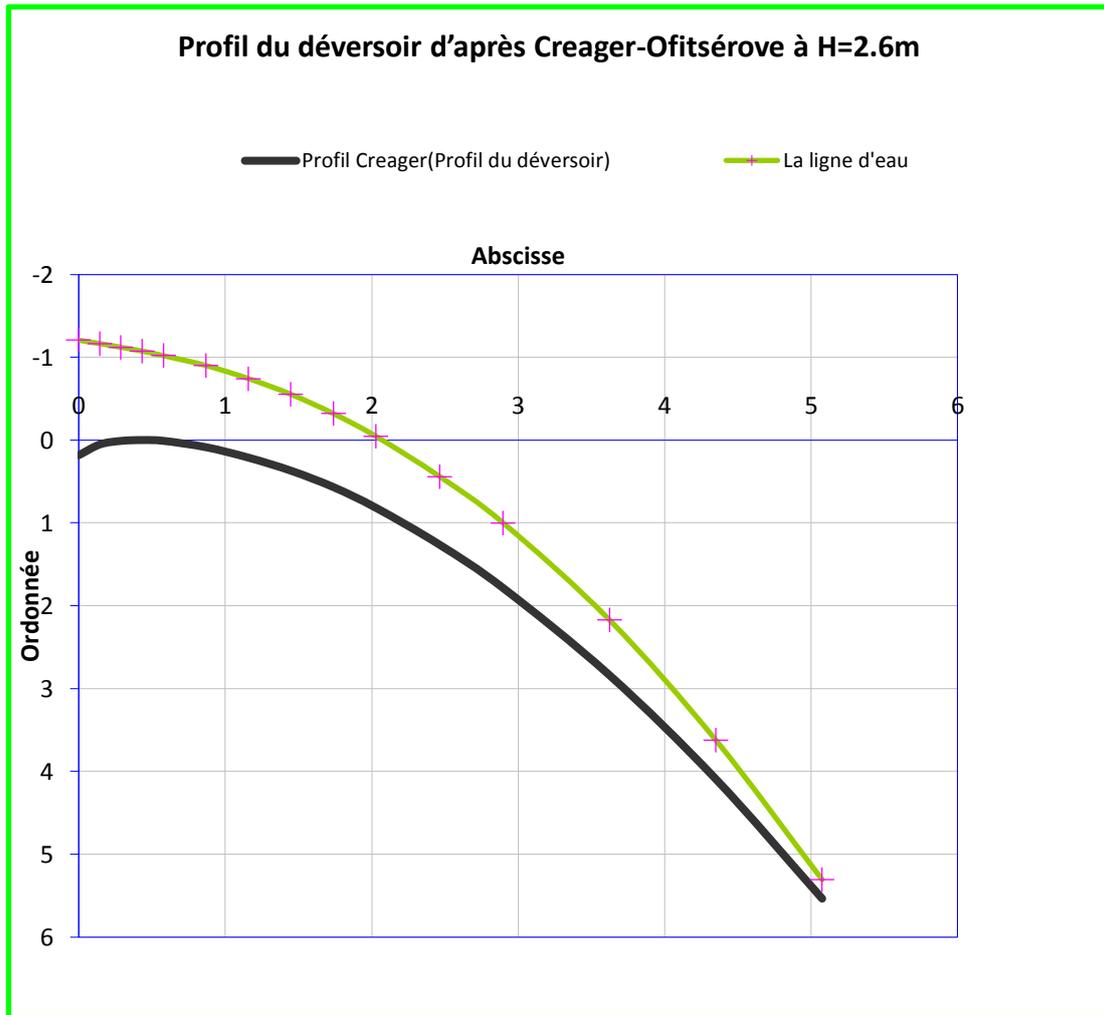


Fig. V-1 : profil du déversoir

V-4-2-3) Calcul du rayon de courbure du pied du déversoir

Le rayon de courbure est calculé sous la formule suivante :

$$R = 0,5 \cdot P \dots\dots\dots (V-7)$$

P : hauteur de pelle (m) ;

$$R = 1\text{m.}$$

V-4-2-4) Calcul hydraulique du canal d'approche

Il a pour rôle de la protection du déversoir contre les affouillements, ainsi que celui qui assure l'alimentation de la tête de prise d'eau.

Dans les calculs hydrauliques on suppose que la pente du radier du canal d'approche est nulle.

a). Calcul de la longueur du canal d'approche :

La longueur du canal d'approche est donnée par la formule suivante :

$$L = \frac{5}{\sqrt{3}} H_0 + 2,06 \dots\dots (V-8)$$

H_0 : La charge spécifique ;

$$L = 6.26 \text{ m.}$$

b). L'épaisseur du fond du radier :

Pour une hauteur du plan d'eau amont ($h < 10$ m) et avec un lit du radier en béton armé, on prend l'épaisseur du fond $Tr = 0,3$ m.

c). La marge de sécurité dans les canaux :

Les pertes de charge dans les canaux à surface libre ne sont pas calculées avec la même précision que pour les conduites en charge. Une perte de charge non prévue provoque une élévation de la surface libre d'où un risque de débordement.

C'est pour cela qu'on adopte une marge de sécurité qui est généralement de 0,5 m pour les petits canaux et de (0,6÷2,5) m pour les grands canaux.

Dans notre cas la revanche du canal d'approche est supposée égale 1 m.

d). Joints de raccordement :

Le joint doit être très étendu, sinon il ne sera d'aucune utilité, et l'équilibre de l'ouvrage de dérivation dans ce cas-là, se voit menacé.

La liaison entre les ouvrages de dérivation peut jouer un rôle important dans la répartition des contraintes, elle permet de tenir compte des transferts de charge d'un ouvrage à l'autre lors de leur dimensionnement.

Le joint de raccordement qui sera utilisé entre deux parties qui sont le seuil et le bassin de dissipation, ce joint est un Waterstop couvert par un mastic bitumineux avec des armatures anti-fissuration pour que le joint joue son rôle sans détérioration.

e) Gabion :

Deux protections en gabion de 2 m de largeur, chacune sera réalisé en amont du canal d'approche et à l'aval du canal de restitution. Les dimensions des gabions seront : (1,00×2,00×5,00) m.

V-4-2-5) Calcul hydraulique du bassin d'amortissement :

C'est un dispositif situé en aval du déversoir destiné à :

- Dissiper l'énergie due au déversement ;
- Amélioration partielle de la répartition des vitesses et des débits ;
- Assurer la submersion du ressaut hydraulique ;

a) Définition du ressaut hydraulique :

C'est une surélévation brusque de la surface libre d'un écoulement permanent qui se produit lors du passage du régime torrentiel au régime fluvial.

Le seul paramètre qui définit le type de ressaut est le nombre de Froude.

b) Calcul des hauteurs conjuguées du ressaut :

Avant de déterminer hauteurs conjuguées, on définit la profondeur critique à l'aide de l'expression suivante :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (V-9)$$

$$H_{cr} = 0.97m$$

La première hauteur conjuguée est déterminée par l'expression suivante :

$$h_{c1} = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(H+P-h_c)}} \dots\dots\dots (V-10)$$

φ : Coefficient de répartition de la vitesse ;

$$\varphi = 0,9$$

$$h_{c1} = 0.61 \text{ m}$$

La deuxième hauteur conjuguée est déterminée par l'expression suivante :

$$h_{c2} = \frac{h_{c1}}{2} \cdot \sqrt{1 + 8 \cdot \left(\frac{h_{cr}}{h_{c1}}\right)^3 - 1} \dots\dots\dots (V-11)$$

$$h_{c2} = 1.98m$$

c) Calcul de la longueur du bassin de dissipation :

La longueur du bassin de dissipation dépend de la longueur du ressaut, donc nous devons d'abord calculer la longueur du ressaut avec la formule de Tchertaoussov :

$$L_r = 10,3 \cdot hc_1 \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{h_{cr}}{hc_1}\right)^3 - 1} \right]^{0,81} \dots\dots\dots (V-12)$$

$$L_r = 6,28 \text{ m}$$

Donc la longueur du bassin sera :

$$L_b = 7,00 \text{ m}$$

d) Calcul de l'épaisseur du bassin de dissipation :

L'épaisseur du bassin de dissipation dépend de sa longueur, il est donné comme suite :

$$t_{\text{bas}} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10} \right) L_{\text{bas}} \dots\dots\dots (V-13)$$

$$t_{\text{bas}} = 0,6 \text{ m.}$$

Avec une cote de terrain naturel : 184 m

V-4-3) Dimensionnement de bassin de prise et de décantation**V-4-3-1) Le canal d'amenée****a) Section / pente**

La loi de débit est donnée par la formule de Manning Strickler donnée ci-dessous :

$$Q = k S R h^{2/3} i^{1/2} \dots\dots\dots (V-14)$$

Où : k = coefficient de Strickler, pris égal à 60 pour le béton,

S = Section mouillée,

Rh = rayon hydraulique,

i = pente du canal dont nous voulons déterminer la pente (m/m).

Nous avons procédé à plusieurs itérations concernant tout d'abord la pente du canal mais également sa largeur afin de générer des vitesses suffisamment élevées pour éviter une sédimentation des apports solides dans ce canal tout en respectant un écoulement stable, limiter la perte de charge hydraulique, limiter autant que se peut les terrassements et les coûts.

Une pente de 2 % permettrait d'engendrer des vitesses élevées ($\approx 1,7$ à $1,8$ m/s) mais présenterait un écoulement proche de l'état critique ($Fr \approx 0,9$). Une pente de 1 % permet en revanche des vitesses suffisamment importantes ($\approx 1,13$ m/s) tout en présentant un écoulement correct ($Fr \approx 0,38$). Des pentes plus faibles présenteraient des vitesses moins importantes et des coûts plus importants.

Une largeur de 0,5 m a été préférée à des largeurs plus faibles pour deux raisons :

- La charge hydraulique est mieux conservée,
- Le coût du canal est plus faible.

Le débit accidentel transitant par le canal correspond à l'addition du débit d'équipement de $0,503 \text{ m}^3/\text{s}$ et du débit maxi pouvant être atteint lors des chasses de $1 \text{ m}^3/\text{s}$

b) Admissibilité des vitesses :

Les vitesses engendrées sont bien inférieures à la vitesse maxi admissible au-delà de laquelle des risques d'érosion sont à craindre (pour un canal en béton armé $\approx 4,5$ m/s).

La vitesse minimale à considérer peut être donnée comme suivant :

$V_{\min} = 0,34$ m/s pour les sables fins,

$V_{\min} = 0,39$ m/s pour les sables moyens,

$V_{\min} = 0,42$ m/s pour les sables grossiers.

Les caractéristiques de l'écoulement sont alors les suivantes :

Tableau V-5: Caractéristiques de l'écoulement dans le canal

Débit d'équipement (m^3/s)	503 l/s
La pente (%)	1%
Largeur (m)	0.5 m
Hauteur d'eau en fonctionnement normal (m)	0.89 m
Hauteur d'eau en fonctionnement accidentel $Q = 1,0 \text{ m}^3/\text{s}$ (m)	1.2 m
Revanche mini pour le fonctionnement normal (m)	0.5 m
Hauteur du canal (m)	1.5 m
Vitesse en fonctionnement normal (m/s)	1.13 m/s
Vitesse en fonctionnement accidentel (m/s)	1.62 m/s
Nombre de Froude en fonctionnement normal	0.38
Nombre de Froude en fonctionnement accidentel	0.47
La cote de terrain naturel (m)	184.3

V-4-3-2) Dimensionnement du dessableur

Le dessableur est un dessableur à deux chambres de décantation dimensionné pour piéger les particules de sable ($d > 0.3$ mm). Chaque chambre de décantation est supposée traiter le débit nominal afin de maintenir en fonctionnement le dessableur lors des opérations de curage d'une passe.

a) Vitesse limite de décantation

La vitesse de chute des particules résulte de l'application de formules empiriques en régime laminaire en fonction du nombre de Reynolds

$$Re = Vd \cdot d / m \dots\dots\dots (V-15)$$

Formule de Stokes : pour : $10^{-4} < Re < 1$

$$Vd = (1/18m) \cdot g \cdot d^2 \cdot (ps - pe) / pe \dots\dots\dots (V-16)$$

Formule de Allen : pour : $1 < Re < 1000$

$$Vd = 0,153 \cdot d^{1,14} / m^{0,43} \cdot (g \cdot (ps - pe) / pe^{0,4})^{0,71} \dots\dots\dots (V-17)$$

Formule de Newton : pour : $1\ 000 < Re < 200\ 000$

$$Vd = 1,74 \cdot (gd \cdot (ps - pe) / pe)^{0,5} \dots\dots\dots (V-18)$$

Avec : $ps = 2,4$ t/m³ densité du solide,

$pe = 1$ t/m³ densité de l'eau,

$m = 10^{-6}$ viscosité cinématique de l'eau à 20°C (m²/s),

d = diamètre de la particule (m),

Vd = vitesse de sédimentation (m/s)

Le tableau suivant récapitule les vitesses de sédimentation obtenues sur des particules sableuses.

Tableau V-6: Vitesses de sédimentation

D (mm)	5	2.5	1	0.5	0.3	0.2	0.2
Vd (m/s)	0.456	0.402	0.141	0.064	0.036	0.023	0.0102
Re	2257	995	140	31.8	10.6	4.5	1

b) Longueur des bassins de décantation

Des études sur modèle physique réalisées sur des projets similaires ont montré que l'efficacité du dessableur était optimale dans les conditions suivantes :

$$H / B \approx 1 \text{ à } 1,25$$

B : largeur des chambres,

H: profondeur des chambres.

Avec :

V_d : vitesse de sédimentation des particules de diamètre d en m/s,

V_v : vitesse de translation verticale en m/s,

V_h : vitesse de translation horizontale en m/s ; on suppose dans ce calcul une distribution homogène des vitesses (la vitesse de translation horizontale s'écrit en fonction du débit Q et de la section moyenne)

Q: débit en m³/s,

L: longueur.

Nous pouvons écrire les relations suivantes pour un dessableur parallélépipédique :

Vitesse de translation horizontale dans le dessableur :

$$V_H = Q / B.H \dots \dots \dots (V-19)$$

Temps de transfert dans le dessableur :

$$t_t = L / V_H = LBH / Q \dots \dots \dots (V-20)$$

Temps de décantation :

$$t_d = H / V_d \dots \dots \dots (V-21)$$

Soit la condition : $t_t = t_d$:

$$T_t = LB^2/Q \quad \quad \quad \ll \text{on prendre } H=B \gg$$

De (V-20) et (V-21) on a :

$$B = Q / L V_d$$

Le dimensionnement est réalisé pour un fonctionnement sur une seule passe, la seconde pouvant être en phase de maintenance. Et après plusieurs itérations on trouve le résultat présent dans le tableau suivant :

Tableau V-7: Dimensionnement des chambres de décantation

Débit d'équipement par passe (m ³ /s)	0.503
Vitesse de décantation (m/s)	0.036
Largeur décanteur (m)	2
Hauteur décanteur (m)	2
Pente (m/m)	0.03
Longueur requise en fonctionnement normal (m)	8
Temps de décantation (s)	55.55
Temps de transfert dans le dessableur (s)	63.54
La cote de terrain naturel (m)	184.1

c) Chasses des sédiments

Chaque passe sera obturée en son extrémité basse par une vanne plate de section 0,4 (l) x 0,4 (h) m. Ces vannes alimenteront une chambre dont le radier aura une pente de 3 % afin d'assurer une bonne évacuation des matériaux.

V-4-3-3) Dimensions de la bêche de prise

Les calculs des dimensions de la bêche de prise sont les suivants :

On pose la largeur du plan d'eau :

$$b = 3,0 \text{ m ;}$$

$$L = 3,0 \text{ m ;}$$

$$H = 3,0 \text{ m ;}$$

$$V = 27 \text{ m}^3.$$

Avec une cote de terrain naturel situe-t-on 182.5

Conclusion :

Cette méthode des prises dans les rivières n'est pas utilisée souvent dans les projets, mais il est facile et maniable. Dans le cas de l'aire de hacine on va conte sur les lâches de barrage de Bouhanifia vers le barrage de Fergouge, pour alimente le périmètre c'est ouvrage ont pas besoin d'un grand taux électrique ou de suivi.

Chapitre VI : Réseau de distribution

Introduction

Un réseau de distribution et d'irrigation doit être bien conçu pour pouvoir répondre à certaines exigences topographiques, techniques, hydrauliques et sécuritaires. Le système de distribution doit intégrer tous les aspects aussi bien opérationnels qu'hydrauliques, de manière à satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus.

VI-1) Variante d'aménagement du périmètre d'étude

Pour l'aménagement du l'aire de Hacine, vu qu'on a mentionné dans le chapitre V les variantes et qu'on a supprimé la variante de la conduite de transfert d'eau alors on va prosodie avec juste une variante.

Dans cette variante, le périmètre est alimenté à partir de bêche tampon à la sortie de déversoir.

Dans ce cas, le périmètre d'irrigation projeté est constitué de :

D'un réseau ramifié de conduites en fonte pour la conduite maitresse et PEHD pour les autres conduites, alimentant les bornes d'irrigation comprenant une ou plusieurs sorties, chaque borne d'irrigation est conçue pour irriguer un ilot comprenant une ou plusieurs parcelles.

VI-2) Ilot d'irrigation :

L'îlot d'irrigation est la plus petite entité hydraulique desservie par une borne d'irrigation. Le terme « îlot d'irrigation » décrit l'unité hydroagricole alimentée par une borne d'irrigation. Chaque îlot est desservi par d'une borne à une ou plusieurs prises. Elle est placée généralement sur la partie ayant la plus haute cote afin de surplomber l'îlot et d'assurer une irrigation de surface des différentes parcelles de l'îlot.

Une borne d'irrigation comprend :

- Une vanne collective sur le corps
- Un compteur pour chaque prise
- Un limiteur de débit adapté à la surface souscrite à l'irrigation

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

- laisser 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.

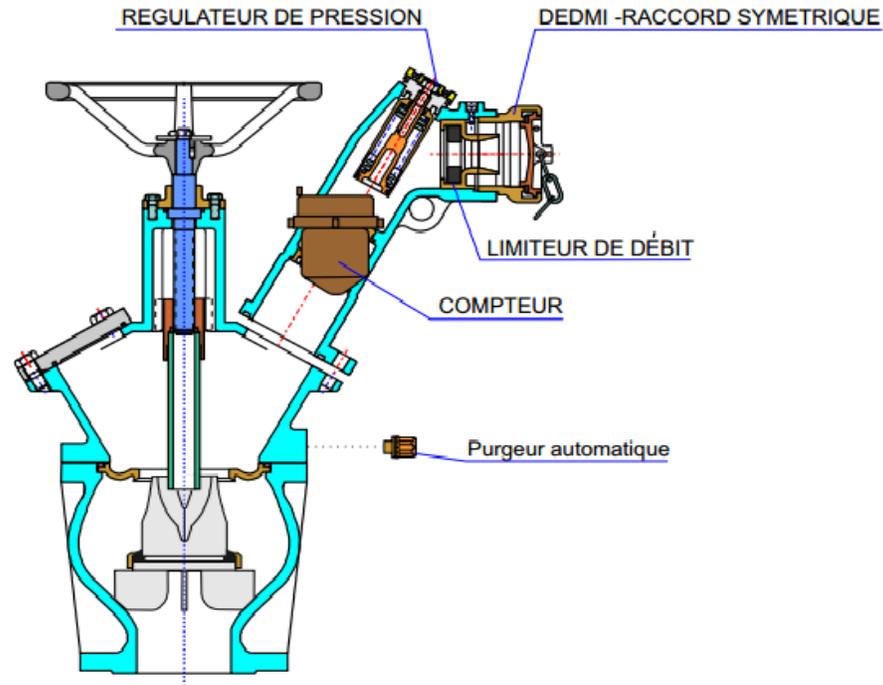


Figure VII.1: Schéma des éléments d'une borne d'irrigation type A4

VI-2-1) Découpage des îlots d'irrigation :

Le réseau d'irrigation du périmètre Hacine est de type ramifié. Le périmètre est partagé en îlots d'irrigation, chaque îlot est desservi par une borne d'irrigation, les bornes sont alimentées par des conduites secondaires ou tertiaires, en suite le réseau secondaire est alimenté par un réseau principal de l'addiction.

La taille des îlots d'irrigation a été établie en fonction des contraintes foncières et topographiques. Environ 61 îlots ont été établis et tracés dans le périmètre. La taille des îlots varie entre 1.66 et 42.56 ha en formant deux modèles d'exploitation, et les surface et les taille ses îlots sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-1: la taille des ilots

		Nbre îlots		Surface		Surface moyenne
		U	%	Ha	%	
T1	Inférieure à 5 ha	6	9.8	19.34	2.6	3.22
T2	de 5 à 10 ha	19	31.2	141.32	19.2	7.44
T3	de 10 à 20 ha	30	49.2	400.75	54.4	13.36
T4	de 20 à 40 ha	5	8.2	133.06	18	26.61
T5	Supérieure à 40 ha	1	1.6	42.56	5.8	42.56
Total		61	100	737.03	100	12.08

On remarque de tableau que :

- la taille des ilots est moyen 70 % est entre 5 et 20 ha.
- on n'a qu'un ilot sup. à 40 ha.
- la surface moyenne des ilots est 12.08

VI-2-2) Tracé du réseau de distribution:

Pour l'établissement du tracé du réseau, plusieurs méthodes:

VI-2-2-1) Tracé par proximité :

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

VI-2- 2-2) Tracé à 120° :

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

VI-2-2-3) Le tracé économique :

Il s'agit d'un tracé semblable au précédent, mais la longueur des conduites des diamètres importants est réduite aux dépens des conduites ayant un petit diamètre.

VI-2-3) Modalités de fourniture de l'eau

Il est indispensable de maîtriser les débits sur l'ensemble du périmètre d'irrigation entre la source d'eau et les parcelles.

Trois schémas de distribution d'eau peuvent être présentés :

VI-2-3-1) Distribution continue

L'eau est fournie aux exploitants de manière continue dans le temps. Ce type de distribution correspond à la capacité maximum, mais il faut avoir recours stockage de l'eau.

VI-2-3-2) Distribution par rotation ou par tout 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 d'irrigation et cela successivement pour tous les îlots dépendant de ce tertiaire.

Rotation par tour fixe : l'eau est disponible aux exploitants pendant une période fixe.

Rotation programmée : ce mode d'irrigation est utilisé lorsque le périmètre est divisé en plusieurs parcelles. L'horaire et la quantité d'eau dépendent de la superficie de l'exploitation et de l'assolement

VI-2-3-3) Distribution à la demande

Avec ce système, l'exploitant dispose en permanence d'un débit supérieur auquel il aurait droit dans le cas par rotation, sans contraintes horaires ou de durée.

VI-4) Calcul des débits des bornes

Le débit de chaque borne alimentant l'îlot est donné par l'expression suivante :

$$q_c = q_s * S$$

Avec : q_c = Débit caractéristique (l/s)
 q_s = Débit spécifique moyen (l/s/ha)
 S = Superficie de l'îlot (ha)

Données de base du dimensionnement :

Le débit spécifique est évalué à **0.683 l/s/ha**.

La surface du périmètre est égale à 737.03 ha,

Donc le besoin de la totalité du périmètre est estimé à :

$$q = 0.683 * 737.03 = \mathbf{503.39 \text{ l/s}}$$

Les caractéristiques des bornes et les îlots d'irrigation sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tableau VI-2 : Caractéristiques des ilots.

N° de l'ilot d'irrigation	Superficie ha	N° de la parcelle	Superficie (ha)	Débit des prises (l/s)	Type de borne	débit des ilots (l/s)
1	12.03	01-a	8	5.464	B	8.21649
		01-b	4.03	2.75249		
2	11.29	02-a	8	5.464	B	7.71107
		02-b	3.29	2.24707		
3	18.28	03-a	8	5.464	A	12.48524
		03-b	2.28	1.55724		
		03-c	8	5.464		
4	9.86	/	/	/	B	6.73438
5	12.25	05-a	8	5.464	B	8.36675
		05-b	4.25	2.90275		
6	14.22	06-a	8	5.464	B	9.71226
		06-b	6.22	4.24826		
7	21.29	06-a	8	5.464	A	14.54107
		06-b	8	5.464		
		06-c	5.29	3.61307		
8	42.56	07-a	12	8.196	A	29.06848
		07-b	12	8.196		
		07-c	8	5.464		
		07-d	10	6.83		
9	5.52	/	/	/	B	3.77016
10	6.13	/	/	/	B	4.18679
11	5.7	/	/	/	B	3.8931
12	9.59	/	/	/	B	6.54997
13	2.48	/	/	/	B	1.69384
14	11.93	14-a	8	5.464	B	8.14819
		14-b	3.93	2.68419		
15	20.53	15-a	8	5.464	A	14.02199
		15-b	8	5.464		
		15-c	4.53	3.09399		
16	30.98	16-a	10	6.83	A	21.15934
		16-b	10	6.83		
		16-c	10.98	7.49934		
17	13.99	17-a	8	5.464	B	9.55517
		17-b	5.99	4.09117		
18	16.5	18-a	9	6.147	B	11.2695
		18-b	7.5	5.123		
19	8.07	/	/	/	B	5.51181
20	9.73	/	/	/	B	6.64559
21	2.43	/	/	/	B	1.65969

Tableau VI-2 : Caractéristiques des ilots.(suit)

N° de l'ilot d'irrigation	Superficie ha	N° de la parcelle	Superficie (ha)	Débit des prises (l/s)	Type de borne	débit des ilots (l/s)
22	3.47	/	/	/	B	2.37001
23	10.52	23-a	7	4.781	B	7.18516
		23-b	3.52	2.40416		
24	10.01	24-a	7	4.781	B	6.83683
		24-b	3.01	2.05583		
25	7.16	/	/	/	B	4.89028
26	13.82	26-a	8	5.464	B	9.43906
		26-b	5.82	3.97506		
27	14.36	27-a	8	5.464	B	9.80788
		27-b	6.36	4.34388		
28	1.66	/	/	/	B	1.13378
29	6.68	/	/	/	B	4.56244
30	14.1	30-a	8	5.464	B	9.6303
		30-b	6.1	4.1663		
31	16.05	31-a	9	6.147	B	10.96215
		31-b	7.05	4.81515		
32	35.99	32-a	10	6.83	A	24.58117
		32-b	10	6.83		
		32-c	10	6.83		
		32-d	5.99	4.09117		
33	17.36	33-a	8	5.464	B	11.85688
		33-b	9.36	6.39288		
34	9.9	/	/	/		6.7617
35	8.22	/	/	/	B	5.61426
36	4.45	/	/	/	B	3.03935
37	7.25	/	/	/	B	4.95
38	5.19	/	/	/	B	3.54477
39	5.62	/	/	/	B	3.83846
40	13.07	/	/	/	B	8.92681
41	12.83	/	/	/	B	8.76289
42	9.12	/	/	/	B	6.22896
43	24.27	43-a	12	8.196	B	16.57641
		43-b	12.27	8.38041		
44	14.92	44-a	7	4.781	B	10.19036
		44-b	7.92	5.40936		
45	12.7	/	/	/	B	8.6741
46	15.64	/	/	/	B	10.68212
47	5.12	/	/	/	B	3.49696
48	11.63	/	/	/	B	7.94329

Tableau VI-2 : Caractéristiques des ilots.(suit)

N° de l'îlot d'irrigation	Superficie ha	N° de la parcelle	Superficie (ha)	Débit des prises (l/s)	Type de borne	débit des ilots (l/s)
49	10.67	/	/	/	B	7.28761
50	12.88	50-a	6	4.098	B	8.79704
		50-b	6.88	4.69904		
51	13.27	50-a	6	4.098	B	9.06341
		50-b	7.27	4.96541		
52	7.51	/	/	/	B	5.12933
53	10.29	/	/	/	B	7.02807
54	16.89	/	/	/	B	11.53587
55	12.09	/	/	/	B	8.25747
56	6.72	/	/	/	B	4.58976
57	11.1	/	/	/	B	7.5813
58	11.76	/	/	/	B	8.03208
59	8.23	/	/	/	B	5.62109
60	4.85	/	/	/	B	3.31255
61	14.3	61-a	8	5.464	B	9.7669
		61-b	6.3	4.3029		
total	737.3					503

VI-4-1) Calcul hydraulique des canalisations

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique.

Parmi les matériaux utilisés, on peut citer : la fonte, le PVC, le PEHD et Béton précontraints. Nous utiliserons les conduites en PEHD (polyéthylène à haute densité) pour les conduites dont le diamètre est inférieur ou égal à 600 mm et inférieur à 25 Bars, et la fonte pour les conduites dont le diamètre est supérieur ou égal à 600 mm

VI-4-1-1) Conduite en fonte

Présentent plusieurs avantages :

- Bonne résistance aux forces internes ;
- Bonne résistance à la corrosion ;
- Très rigides et solides.
- une élasticité de $Re \geq 270$ MPa
- une résistance à la traction de $Rm \geq 420$ MPa
- une excellente résistance aux chocs
- une capacité importante d'allongement supérieure à 10 %

VI-4-1-2) Avantages des canalisations en PEHD

- Ils supportent des pressions élevées ;
- Une résistance aux contraintes (choc, écrasement, déplacement du terrain);
- Ils peuvent être adaptés à toutes les conditions de service;
- Ils offrent une bonne flexibilité ;

4-2) Dimensionnement des canalisations

Le dimensionnement optimal des canalisations est une des problématiques auxquelles doit résoudre l'ingénieur. Dans un souci technico-économique, les dimensions des conduites doivent répondre aux normes hydrauliques.

4-2-1) vitesses admissibles

La fixation d'un seuil de vitesse permet de lutter

- Contre l'érosion des matériaux en cas de vitesses importantes
- Contre les dépôts solides dans le cas de vitesse faible.
-

La vitesse admissible varie entre 0.5 m/s, comme vitesse minimale, et 2.0 m/s comme vitesse maximale.

Dans notre étude, on prend une vitesse dans la conduite égale à 1.25 m/s

4-2-2) 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 m^3/s ;
- D : diamètre exprimé en mm.
- V : vitesse qui donne le diamètre économique est de 1.25 m/s

VI-4-3) Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charge unitaires ont été définies par la formule de Lechapt et Calmon, qui est donnée par la formule suivante [5] :

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

Avec : h_{Pu} : perte de charge unitaire en mm/ml
 Q : débit en m³/s
 D : diamètre de la conduite considérée

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

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

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

Tableau VI-3: Paramètres des pertes de charge

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

Pour une conduite en PEHD

La rugosité équivalente K=0,1mm,

L=1.2

M=1.89

N=5.01

Tableau VI-4 : diamètres des conduites de distribution du périmètre

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Le débit Q (l/s)	Diamètre de la conduite D (mm)	Diamètre normalisé D(mm)
P-1	378.00	503.39	529,47	600
1-A	363.00	495.18	529,47	600
A-2/B	747.00	480.55	145,22	160
2-3	373.00	462.99	509,16	500
3-4	458.00	456.26	216,81	250
4-5	83.00	447.89	125,65	125
5-6	700.00	433.35	176,69	200
6-7	420.00	418.81	111,75	110

Tableau VI-4 : diamètres des conduites de distribution du périmètre (suit)

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Le débit Q (l/s)	Diamètre de la conduite D (mm)	Diamètre normalisé D(mm)
7-C	657.00	403.15	136,85	160
C-8	1157.00	398.97	460,69	500
8-9/D	958.00	395.07	178,91	200
9/D-E/F	277.00	395.07	424,48	500
CM - 10	180.00	14.63	384,226	400
10-nov	4.00	10.74	170,82	200
11-12	113.00	6.55	151,62	160
CM - 13	357.00	9.84	100.15	125
13 - 14	474.00	8.15	91.13	110
CM - 15	223.00	44.74	213.52	250
15 - 16	139.00	30.71	176.92	200
16 - 17	405.00	9.56	98.68	110
CM - 18	759.00	25,74	160,43	160
18 - 19	250.00	22,21	149,03	160
19 - 20/D01	206.00	71.31	269.58	315
20/D01 - 21	151.00	60.04	247.37	280
21 - D02	78.00	54.53	235.74	280
D02 - 22	346.00	27.50	167.42	200
22 - 23	478.00	25.84	162.29	200
23 - 24	127.00	23.47	154.67	180
24 - 25	27.00	16.29	128.84	160
20/D1-26	95.00	20.38	144.12	160.00
D1/26-28	52.00	10.57	103.80	120.00
D1/26-27	152.00	9.44	98.08	110.00
D2-29	236.00	4.56	68.19	75.00
CM - E01	72.00	215.104	468.203	500
E01 - E02	468.00	205.474	457.602	500
E02 - 30	97.00	144.359	383.559	400
30 - E03	283.00	133.397	368.708	400
E03 - 31	65.00	129.9	363.843	400
31 - 32	796.00	105.319	327.614	400
32 - 33	559.00	93.4617	308.622	355
33 - E04/E05	275.00	86.7	297.249	315
E04/E05 - 34/E06	165.00	62.6721	252.724	315
34/E06 - 35	938.00	42.8651	209.008	250
35 - E07	409.00	39.8257	201.461	250

Tableau VI-4 : diamètres des conduites de distribution du périmètre (suit)

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Le débit Q (l/s)	Diamètre de la conduite D (mm)	Diamètre normalisé D(mm)
E07 - 36	706.00	21.2618	147.201	160
36 - 37	343.00	16.31	128.925	160
37 - 38	749.00	12.77	114.058	140
38 - 39	701.00	8.93	95.3802	125
E01 - 40	15.00	9.6303	99.0672	125
E 02- 41	52.00	61.11	249.56	280
41 - 42	174.00	52.35	230.98	250
42 - 43	365.00	46.12	216.80	225
43 - 44	278.00	29.55	173.53	200
44 - 45	189.00	19.36	140.45	180
45 - 46	136.00	10.68	104.34	125
E 03- 47	147.00	3.50	59.70	75
E 04- 49	3.00	16.085	128.031	155
49 - 50	285.00	8.797	94.684	125
E 05- 48	136.00	7.943	89.973	110
E 06- 51	353.00	14.19	120.27	140
51- 52	18.00	5.13	72.30	90
E 07- 53	107.00	18.56	137.55	160
53 - 54	651.00	11.54	108.43	125
CM - F01/F02	749.00	47.16	219.23	250
F01/F02 - 55	1358.00	38.23	197.38	225
55 - 56	266.00	29.97	174.76	200
56 - 57	788.00	25.38	160.83	200
57 - F03	401.00	17.80	134.68	155
F03 - 58	228.00	8.03	90.47	110
F - 59	148.00	5.62	75.69	90
F - 60	113.00	3.31	58.10	75.00
F - 61	22.00	9.77	99.77	125

VI-4-4) Simulation du réseau de distribution par le logiciel Epanet

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

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

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

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

Les résultats des calculs pour la variante sont présentés dans la figure et les tableaux ci-dessous :

Les résultats des calculs sont présentés par secteur dans les tableaux.

Le Schéma des tronçons du réseau de distribution est présenté comme suit :

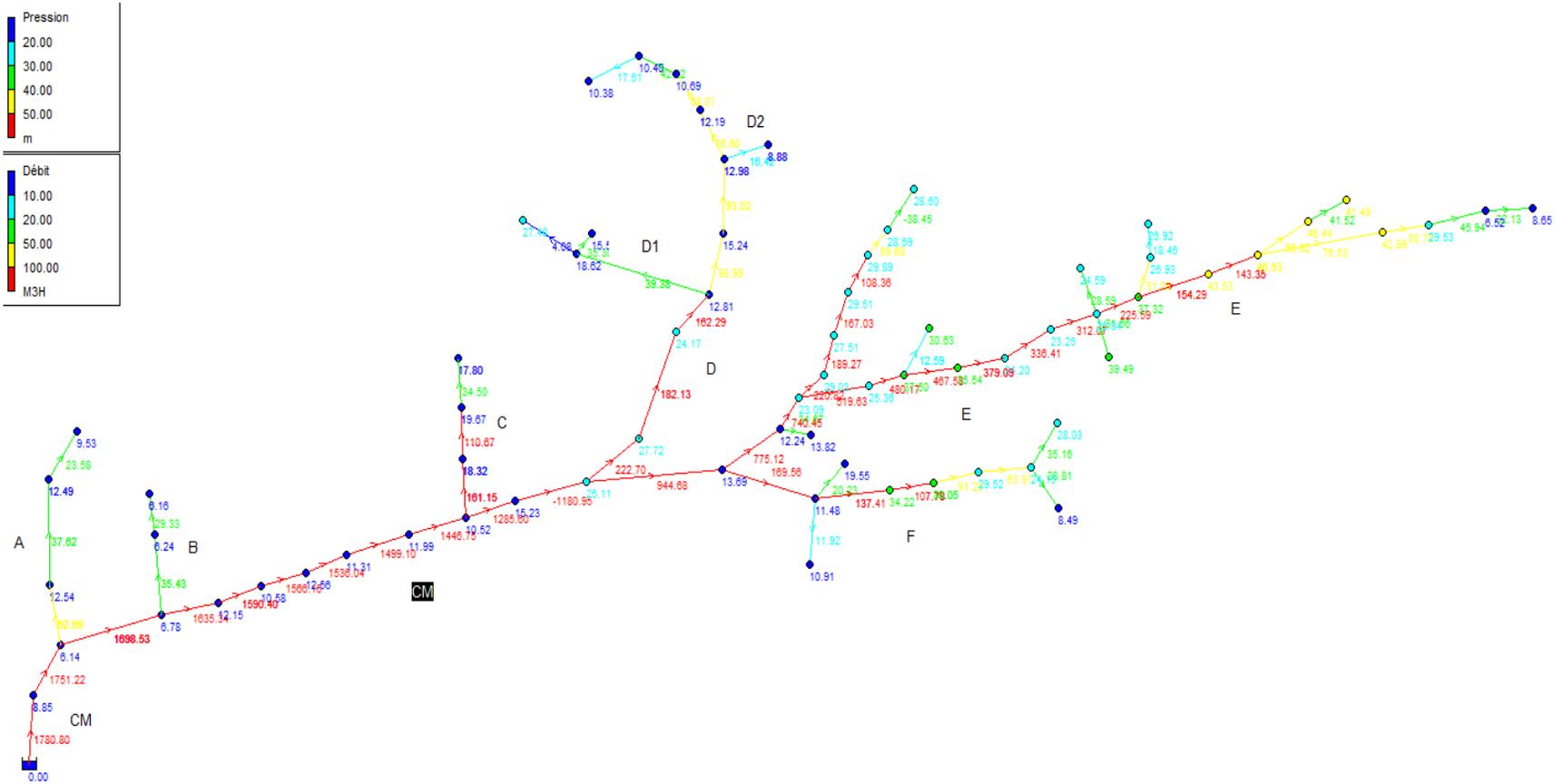


Figure VII-2: Schéma des tronçons de réseau de distribution

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

Tableau VI-5: Tableau des pressions au niveau des bornes

Nombre de nœud	Altitude (m)	Demande Base (m ³ /h)	Demande (m ³ /h)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 1	175.82	29.58	29.58	184.67	8.85
Noeud 2	178.23	0	0	184.37	6.14
Noeud 3	170.6	15.07	15.07	183.14	12.54
Noeud 4	170.6	14.04	14.04	183.09	12.49
Noeud 5	172	23.58	23.58	181.53	9.53
Noeud 6	176.99	27.76	27.76	183.77	6.78
Noeud 7	175.5	6.1	6.1	181.74	6.24
Noeud 8	172	29.33	29.33	178.16	6.16
Noeud 9	171.34	44.94	44.94	183.49	12.15
Noeud 10	172.59	24.24	24.24	183.17	10.58
Noeud 11	170.55	30.12	30.12	183.11	12.56
Noeud 12	171.34	36.94	36.94	182.65	11.31
Noeud 13	170.4	52.35	52.35	182.39	11.99
Noeud 14	171.48	0	0	182	10.52
Noeud 15	163	50.48	50.48	181.32	18.32
Noeud 16	161	76.17	76.17	180.67	19.67
Noeud 17	166.23	104.65	104.65	181.46	15.23
Noeud 18	155.97	13.57	13.57	181.08	25.11
Noeud 19	152	40.57	40.57	179.72	27.72
Noeud 20	155	19.84	19.84	179.17	24.17
Noeud 21	166	23.92	23.92	178.81	12.81
Noeud 22	163	5.97	5.97	178.24	15.24
Noeud 23	165	0	0	177.98	12.98
Noeud 24	165	8.53	8.53	177.19	12.19
Noeud 25	165	25.85	25.85	175.69	10.69
Noeud 26	165	24.61	24.61	175.4	10.4
Noeud 27	165	17.61	17.61	175.38	10.38
Noeud 28	160	0	0	178.62	18.62
Noeud 29	162	35.3	35.3	177.57	15.57
Noeud 30	151	4.08	4.08	178.48	27.48
Noeud 31	165	16.42	16.42	173.88	8.88
Noeud 32	167.33	0	0	181.02	13.69
Noeud 33	167	34.67	34.67	180.82	13.82
Noeud 34	168.66	0	0	180.9	12.24
Noeud 35	157	0	0	180.09	23.09

Tableau VI-5: Tableau des pressions au niveau des bornes (suit)

Nombre de nœud	Altitude (m)	Demande Base (m ³ /h)	Demande (m ³ /h)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 36	150.9	31.55	31.55	179.93	29.03
Noeud 37	152	22.24	22.24	179.51	27.51
Noeud 38	148.8	58.67	58.67	178.31	29.51
Noeud 40	148.2	38.68	38.68	178.09	29.89
Noeud 41	149.2	31.23	31.23	177.89	28.69
Noeud 42	149.2	38.45	38.45	177.8	28.6
Noeud 43	154.47	39.46	39.46	179.83	25.36
Noeud 44	143.45	88.49	88.49	178.99	35.54
Noeud 45	141.67	0	0	179.17	37.5
Noeud 46	147	12.59	12.59	177.63	30.63
Noeud 47	153.61	42.68	42.68	177.81	24.2
Noeud 48	153.36	24.34	24.34	176.61	23.25
Noeud 49	148.83	26.23	26.23	175.67	26.84
Noeud 50	150	28.59	28.59	174.59	24.59
Noeud 51	135	31.66	31.66	174.49	39.49
Noeud 52	138.05	20.21	20.21	175.37	37.32
Noeud 53	145	32.63	32.63	171.93	26.93
Noeud 54	145	18.46	18.46	171.92	26.92
Noeud 55	131	10.94	10.94	174.53	43.53
Noeud 56	127	0	0	173.53	46.53
Noeud 57	126.5	25.3	25.3	172.94	46.44
Noeud 58	130	41.52	41.52	171.49	41.49
Noeud 59	130	17.83	17.83	172.99	42.99
Noeud 60	142	12.76	12.76	171.53	29.53
Noeud 61	163	13.81	13.81	169.52	6.52
Noeud 62	159	32.13	32.13	167.65	8.65
Noeud 63	167	0	0	178.48	11.48
Noeud 64	156	20.23	20.23	175.55	19.55
Noeud 65	167	11.92	11.92	177.91	10.91
Noeud 66	139	29.63	29.63	173.22	34.22
Noeud 67	142	16.52	16.52	172.05	30.05
Noeud 68	140	27.29	27.29	169.52	29.52
Noeud 69	143	0	0	167.15	24.15
Noeud 70	139	35.16	35.16	167.03	28.03
Noeud 71	157	28.81	28.81	165.49	8.49
Noeud 73	158.7	34.5	34.5	176.5	17.8
Bâche 72	185	1780.8	1780.8	185	0

D'après le tableau précédent, on remarque que les pressions sont relativement bonnes, et ne présentent aucune contrainte pour l'irrigation. Les pressions varient entre 1 et 5 bars.

Tableau VI-6 : Tableau des vitesses dans les conduites de distribution

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Le débit Q (l/s)	Diamètre de la conduite D (mm)	Vitesse V (m /s)	Perte de charge total ΔH_t (m)
Tuyau 1	363	486.45	800	0.97	0.30855
Tuyau 2	747.3	471.81	800	0.94	0.59784
Tuyau 3	373	454.26	800	0.9	0.27602
Tuyau 4	458.3	441.78	800	0.88	0.32081
Tuyau 5	83	435.04	800	0.87	0.05644
Tuyau 6	700	426.68	800	0.85	0.462
Tuyau 7	420	416.42	800	0.83	0.2646
Tuyau 8	657	401.88	800	0.8	0.38763
Tuyau 9	1157	357.11	800	0.71	0.54379
Tuyau 10	958	328.04	800	0.65	0.3832
Tuyau 12	8	10.45	125	0.85	0.05088
Tuyau 13	113	6.55	90	1.03	1.55488
Tuyau 14	357	9.84	125	0.8	2.02776
Tuyau 15	474	8.15	110	0.86	3.58344
Tuyau 16	223	44.76	250	0.91	0.68684
Tuyau 17	139	30.74	200	0.98	0.64496
Tuyau 18	759	61.86	315	0.79	1.35861
Tuyau 19	250	50.59	280	0.82	0.55
Tuyau 20	206	45.08	280	0.73	0.36462
Tuyau 22	78	25.84	200	0.82	0.25974
Tuyau 23	346	21.28	200	0.68	0.79926
Tuyau 24	478	18.91	180	0.74	1.49614
Tuyau 25	127	11.73	160	0.58	0.29083
Tuyau 26	27	4.89	140	0.32	0.02376
Tuyau 27	95	10.94	160	0.54	0.19095
Tuyau 28	152	9.81	120	0.87	1.05336
Tuyau 29	52	1.13	65	0.34	0.13676
Tuyau 30	236	4.56	75	1.03	4.10404
Tuyau 31	227	262.41	800	0.52	0.05902
Tuyau 32	63	215.31	500	1.1	0.11907
Tuyau 33	15	9.63	125	0.78	0.08175

Tableau VI-6 : Tableau des vitesses dans les conduites de distribution (suit)

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Le débit Q (l/s)	Diamètre de la conduite D (mm)	Vitesse V (m/s)	Perte de charge total ΔH_t (m)
Tuyau 34	468	205.68	500	1.05	0.80964
Tuyau 35	52	61.34	280	1	0.16536
Tuyau 36	136	10.68	200	0.34	0.08704
Tuyau 37	174	52.58	280	0.85	0.41238
Tuyau 38	365	46.40	250	0.95	1.2045
Tuyau 39	148.2	30.10	250	0.61	0.21489
Tuyau 40	189	19.36	225	0.49	0.20223
Tuyau 41	97	144.34	400	1.15	0.2619
Tuyau 42	283	133.38	400	1.06	0.65656
Tuyau 43	83	129.88	400	1.03	0.18343
Tuyau 44	147	3.50	75	0.79	1.5435
Tuyau 45	796	105.30	400	0.84	1.17808
Tuyau 46	559	93.45	355	0.94	1.20185
Tuyau 47	275	86.69	315	1.11	0.935
Tuyau 48	285	7.94	125	0.65	1.08015
Tuyau 49	136	8.79	110	0.93	1.18864
Tuyau 50	165	62.66	315	0.8	0.30195
Tuyau 51	535	14.19	140	0.92	3.44005
Tuyau 52	18	5.13	140	0.33	0.0171
Tuyau 53	938	42.86	315	0.55	0.83482
Tuyau 54	409	39.82	250	0.81	1.01023
Tuyau 55	706	21.26	250	0.43	0.53656
Tuyau 56	343	16.31	160	0.81	1.46461
Tuyau 57	746	12.76	160	0.63	2.00674
Tuyau 58	701	8.93	140	0.58	1.87868
Tuyau 59	107	18.56	160	0.92	0.58422
Tuyau 60	651	11.53	160	0.57	1.44522
Tuyau 61	749	47.10	250	0.96	2.5466
Tuyau 62	1358	38.17	225	0.96	5.25546
Tuyau 63	266	29.94	200	0.95	1.17306
Tuyau 64	788	25.35	200	0.81	2.52948
Tuyau 65	401	17.77	155	0.94	2.3659
Tuyau 66	228	8.00	110	0.84	1.6644
Tuyau 67	22	9.77	125	0.8	0.1232

Tableau VI-6 : Tableau des vitesses dans les conduites de distribution (suit)

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Le débit Q (l/s)	Diamètre de la conduite D (mm)	Vitesse V (m /s)	Perte de charge total ΔH_t (m)
Tuyau 68	113	5.62	75	1.27	2.9267
Tuyau 69	148	3.31	90	0.52	0.5624
Tuyau 71	405	9.58	110	1.01	4.16745
Tuyau 72	375.1	494.67	800	0.98	0.326337
Tuyau 11	180	14.64	140	0.95	1.2276
Tuyau 21	151	27.50	200	0.88	0.56625

De tableau on remarque :

- ❖ Les vitesses sont respectées la marche entre 0.5 et 2 m/s
- ❖ Les pertes de charge sont acceptables

Conclusion

Dans ce chapitre; nous avons abordé le calcul hydraulique de réseaux distribution de l'aire de Hacine ,avec l'aide de logiciel Epanet.la variante qu'on a choisie a des pressions bien et d'autre un peu faible, mais la majorité de surfaces de périmètre, mais couvertes avec arboriculture qui adapte avec l'irrigation a base pression.

Donc cette variante est bien adaptée à irrigation de l'aire de Hacine. Pour les ilots qui ont beson de haute pression on propose la construction des bassins et faire le pompage de ces bassins.

Chapitre VII : Mode et technique d'irrigation

Introduction :

L'art de conception des réseaux d'irrigation est un des savoirs vitaux qui a poussé l'humanité et aide à son développement par la mobilisation des eaux et transport vers les périmètres des agricultures concourent tous les obstacles géographiques hydrauliques et adaptent a toutes les cultures. Avec évolution de temps les techniques d'irrigation a développé et adapte avec un grand rendement, dans ce chapitre on va décrire les modes d'irrigation les plus utilise.

VII) Les techniques d'irrigation :

VII-1) L'irrigation :

L'irrigation est l'opération consistant à apporter artificiellement de l'eau à des végétaux cultivés pour en augmenter la production, et permettre leur développement normal en cas de déficit d'eau induit par un déficit pluviométrique, un drainage excessif ou une baisse de nappe, en particulier dans les zones arides.

IV-2) Irrigation de surface :

Les irrigations de surface recouvrent l'ensemble des techniques d'irrigation où l'eau disponible en tête de parcelle est répartie sur le terrain à irriguer par un écoulement gravitaire de surface, ne nécessitant aucun aménagement adéquat du sol.

On classe généralement les différentes techniques d'irrigation de surface en trois groupes principaux : irrigations par submersion, irrigations par ruissellement, irrigations par rigoles d'infiltration.

-Les irrigations par submersion consistent à introduire rapidement l'eau dans des bassins convenablement délimités par de petites digues arasées à l'horizontale, puis à laisser cette eau s'infiltrer dans le sol. et généralement adapte pour riz et très utilise dans Asie.

-Dans les irrigations par ruissellement, l'eau ruisselle en nappe mince sur toute la surface à irriguer et s'infiltré progressivement.

Les irrigations par rigoles, où les eaux sont répandues sur le sol par débordement de petites rigoles, correspondent à des aménagements sommaires, courants en pays de montagne. On utilise des rigoles de niveau ou des rases (rigole en oblique) selon la pente du terrain.

-Dans les irrigations par rigoles d'infiltration, l'eau ne ruisselle que sur une partie du sol, dans des sillons préalablement aménagés, et s'infiltré latéralement et verticalement. L'irrigation à la raie est particulièrement adaptée aux cultures en ligne. L'irrigation par corrugations (microsillons) en constitue une variante adaptée aux cultures couvrantes.

IV-2-1) Irrigation par bassin :

Cette méthode consiste à introduire la dose d'arrosage à l'intérieur de planches horizontales bordées par des diguettes et formant bassin de submersion.

L'eau est amenée aux bassins par un canal arroseur situé entre deux séries de bassins adjacents. Le débit disponible est déversé successivement dans les différents bassins par des vannages disposés de part et d'autre du canal. La culture du riz qui nécessite des volumes d'eau importants est un des exemples de ce type d'irrigation.



Figure VII-1 : exemple d'irrigation des rizières par bassin.

IV-2-2) Irrigation à la planche :

L'irrigation à la planche, s'effectue par le ruissellement d'une lame d'eau sur une planche (terrain en pente parfaitement nivelée) délimitée par deux diguettes longitudinales ou levées. L'eau est déversée à la partie supérieure de la planche constituant le petit côté d'un rectangle. Le ruissellement en nappe uniforme implique un nivellement assurant une pente transversale nulle (écart toléré : 2 à 3 cm).

IV-2-3) Irrigation à la raie :

Avec l'irrigation à la raie, l'eau ne ruisselle que sur une faible partie de la surface du sol dans des raies ou sillons préalablement aménagés et qui constituent des rigoles d'infiltration

Avantage :

- Matériel d'irrigation simple
- Cout faible
- Pas de équipement pour la mise sous pression de l'eau
- Protégé contre le gel
- Nécessite pas une main d'ouvre qualifie.

Inconvénients :

- Tassement du sol
- Grande perte d'eau
- Nécessite une évacuation de l'eau
- Érosion du sol
- Diminution de la perméabilité du sol
- La remonte de la nappe avec les risques de salinité dans le sol
-

VII-3) L'IRRIGATION PAR ASPERSION

L'irrigation par aspersion est un système d'arrosage qui consiste à distribuer l'eau sous forme de pluie artificielle sur le sol, grâce à l'utilisation d'appareils (dit asperseurs) alimentés en eau sous pression, ce mode d'irrigation permet un dosage précis des apports en eau, donc une économie d'eau.

Employée depuis plusieurs années par les jardiniers horticulteurs et les arboriculteurs pour les cultures maraîchères florales, arbustives, fruitières, cette technique peut être utilisée pour les grandes cultures.

VII-3-1) Caractéristique

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

VII-3-2) Avantage d'asperseur :

Elle s'adapte à n'importe quel type de terrain (accidenté, pente nulle... Etc.), elle ne nécessite pas de préparation du sol (planage), donc elle facilite l'exploitation du sol, permet d'irriguer des surfaces importantes, demande peu de mise en œuvre.

- Elle peut être employée, quel que soit la nature du sol même si ce dernier est très perméable.
- Elle permet une oxygénation de l'eau,
- Elle présente une économie de l'eau, qui peut atteindre 50 %.
- Elle met à la disposition des exploitations des conditions d'arrosage très souples, en région aride, l'aspersion permet une protection antigel et fertilisante.

VII-3-3) Inconvénients de l'asperseur :

Elle nécessite au départ pour chaque irrigant un investissement relativement important du premier établissement (frais d'installation), et exige une main-d'œuvre d'exploitation.

Néanmoins l'irrigation excessive par aspersion favorise l'apparition de problèmes phytosanitaires en créant un milieu propice aux champignons, insectes et autres maladies. Elle provoque le développement des mauvaises herbes, Elle favorise l'évaporation qui est d'autant plus intense que les gouttelettes sont fines.

Elle provoque le tassement progressif du sol, dans les cas les plus dangereux elle peut contribuer à l'érosion du sol. L'aspersion ne s'adapte pas à des sols argileux ayant une vitesse d'infiltrations inférieure à 3 mm /h.

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

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

VII-3-4) Réseau d'aspersion

Les réseaux d'irrigation par aspersion, sont plutôt ramifiés que maillés. Le sens de circulation de l'eau dans la conduite est donc toujours le même, ce qui nous permet de choisir l'amont (tête de réseau) et l'aval.

VII-3-4-1) structure d'un réseau d'aspersion

Le réseau d'irrigation par aspersion est un réseau de distribution d'eau caractérisée par une structure de canalisations sous pression, enterrée alimentant un ensemble de bornes d'irrigation sur les quelles se greffent les installations mobiles d'irrigation par aspersion. La fonction d'un réseau d'irrigation est principalement agro- économique.

A) borne d'irrigation

Les réseaux mobiles sont branchés sur des bornes d'irrigation piquées sur les conduites de distribution, une borne peut être piquée d'une prise.

La borne assure trois fonctions :

1) le vannage

La fermeture et d'ouverture de la vanne, comme dans une des prises d'eau.

2) la stabilisation des pressions

Pour une bonne régularité de la pluviométrie des asperseurs, il faut assurer une pression de fonctionnement stable, indépendante des variations de pression du réseau. Chaque prise est équipée d'un régulateur de pression maintenant la pression autour de 3 à 5 bars pour les asperseurs.

3) limiteur de débit

L'appel d'un gros débit provoque une chute de pression, le débit de chaque prise plafonné à une certaine valeur dépendant de la superficie à arroser, à partir de cette prise un petit appareil limite le débit.

B) la tuyauterie**B-1) canalisation principale**

Elle est généralement enterrée pour des diamètres de plus de 100mm et peut être constituée de métaux différents : fonte, acier, ou les matières plastiques (PVC, PE), de nos jours les conduites en fonte et en PVC sont les plus utilisées.

B-2) les porte-rampes

Ils sont en général superficiels et mobiles, ils sont installés souvent pour la durée de la campagne d'irrigation, ils sont en matières différentes (acier galvanisé, en alliage léger, en PE et PVC), ils sont équipés de rampes, les diamètres les plus utilisés:

Aluminium, et alliage, 2",3",3"1/2,4",5",6" avec des dimensions pour l'acier galvanisé de 50mm, 70mm, 85mm.

B-3) Les rampes

Ce sont des tuyaux légers qui portent les asperseurs, ils sont superficiels généralement en PVC, PE, ou en aluminium. L'assemblage des conduites est réalisé par des emboîtements auto étanches, emboîtement à vis et des raccords ou joint brisés.

C) les accessoires**C-1) coude et tés**

Ils permettent de donner la forme géométrique voulue (choisie) à l'installation des rampes ou le diamètre, 76/98, 76/102, 102/76, 76/50.

C-2) vanne et robinet vannes (hydrant)

Permettent la mise en eau et la coupure du réseau, ou asperseur.

C-3) les tuyaux allongés

Ils servent à élever les asperseurs dans le cas de l'arrosage des cultures hautes (maïs).

C-4) les stabilisateurs et trépieds

Ils permettent d'éviter la rotation des canalisations et de tenir droit les arroseurs.

C-5) les bouchons et les éléments d'assemblage

Ils servent à obstruer l'extrémité des canalisations, les éléments d'assemblages, assurent le raccordement des conduites usinées.

C-6) Raccords rapides

Il existe de nombreux systèmes permettant en montage ou démontage presque instantané, ces raccords doivent en plus assurer une bonne étanchéité et un accrochage sur les éléments les uns aux autres.

D) la pompe

On utilise en général les pompes centrifuges (fonctionnement facile et moins encombrant. Le choix de la pompe dépend du débit à assurer et la hauteur manométrique de fonctionnement.

VII-3-5) Les appareils d'asperseur

Leur rôle est de répartir l'eau d'irrigation sur le sol sous forme de pluies, le plus uniformément possible. La transformation du jet en goutte peut s'obtenir de différentes façons :

- Jet libre où la dispersion s'obtient simplement par effet aérodynamique, sur la veine liquide.
- Jet éclaté en permanence : le jet se heurte à un obstacle fixe qui le fait éclaté.
- Jet éclaté par intermittence : un obstacle mobile provoque l'éclatement périodique du jet.

VII-3-5-1) les arroseurs à bras oscillants 1 ou 2 jet

Cet appareil, souvent appelé simplement asperseur ou désigne par le terme anglais sprinkler, il est de type variable ou le plus fréquent employé étant un appareil d'encombrement réduit fixé sur les canalisations mobiles ou montées sur un support lui-même relié par un tuyau souple à la canalisation, ces appareils peuvent fonctionner en basse et moyenne pression, l'eau arrive à travers une buse dont le diamètre est de l'ordre de 4 à 7 mm (pour une seule buse), et peut être à double buse pour augmenter l'uniformité d'arrosage. La pluviométrie horaire d'aspersion varie de 3 à 15 mm/h parfois jusqu'à 20 mm/h, la portée de l'asperseur varie de 10 à 20 m et la pression de 2 à 4 bars.

Les asperseurs arrosent généralement une aire circulaire dite station, ces stations doivent se recouper pour que l'arrosage soit régulier. Les arroseurs à deux buses assurent une meilleure répartition de l'eau mais à égalité de débit et de pression leur portée est plus faible que celle du même arroseur équipé d'une seule buse.

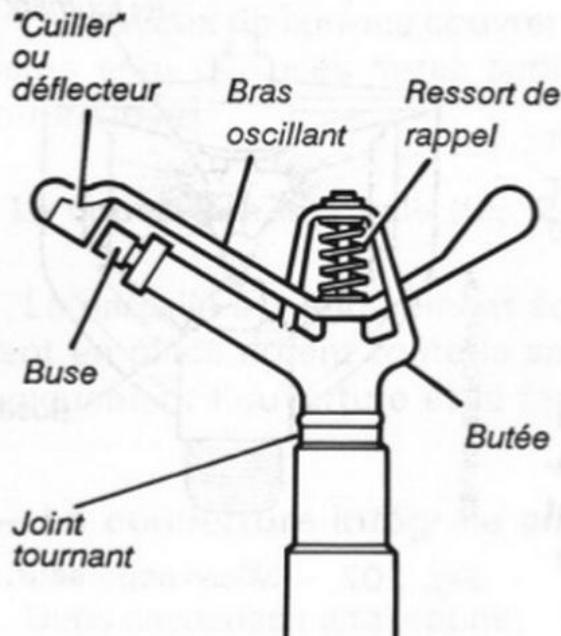


Figure VII-2 : Un asperseur a 2 jet

VII-3-5-2) Les canons

Il s'agit d'un appareil à jet unique fonctionnant à des pressions suffisamment élevées (7 à 87 bars) ce qui accroît la dépense d'énergie.

Le diamètre de l'ajutage varie de 9 à 16 mm, et de 25 à 30 mm et de portée de 20 à 25m, et de 60 à 80, les débits varient de 3 à 20 l/s.

La répartition automatique de l'eau est assurée par la rotation de ce dernier autour de son axe vertical. Elle peut effectuer un tour complet soit par oscillations et provoquer la réaction du jet soit par une turbine.

Le canon est utilisé sur un système mobile ou fixé, Il permet d'être associé sur l'enrouleur, il en existe trois tailles 10 à 30 m³/h, et 60 à 270 m³/h.

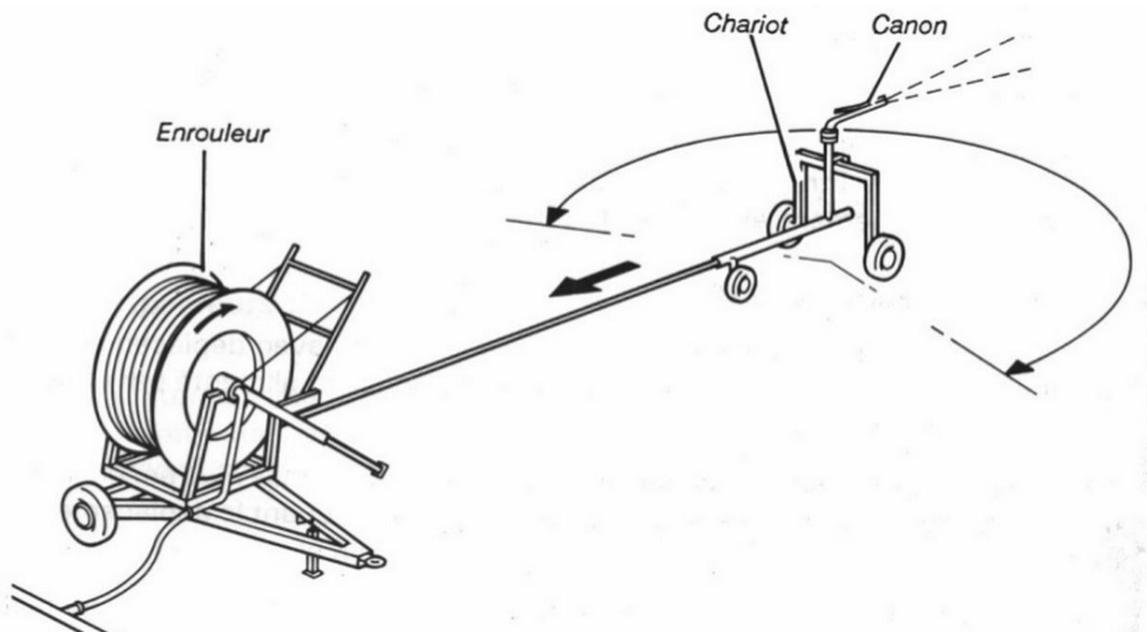


Figure VII-3 : Un canon asperseur et un enrouleur

VII-3-5-3) le pivots fixé ou déplaçables

C'est un appareil d'irrigation automatique arrosant un cercle ou une portion de cercle, de façon à se déplacer et arroser de grand champs à partir d'une pompe ou d'un puits central, Il est relativement coûteux, mais les frais de main-d'œuvre durant la saison sont faible, il convient aux grands champs et relativement plats.

VII-3-5-4) l'enrouleur

C'est le matériel d'irrigation par aspersion le plus utilisé en France.

L'enrouleur se compose essentiellement :

- D'un asperseur, canon d'arrosage le plus souvent monté sur un support à roue, parfois un traîneau.
- D'un flexible d'alimentation de l'asperseur en PE de diamètre et longueur variable.
- d'une bobine d'enroulement du flexible, fixé ou montée sur treuille.
- d'un moteur hydraulique (piston, turbine) assurant la rotation de la bobine d'enroulement.

VII-3-5-5) Rampes fixées

Elles sont constituées de ligne de tuyaux percées de trous de faible diamètre (ordre du mm), la mise en pression du tuyau provoque la formation de petits jets très fins, les orifices sont distribués sur plusieurs génératrices à fin de varier l'angle de tir, la portée, pour répartir convenablement l'eau sur la bande du sol. Les rampes sont posées sur le sol, ou porté sur chevalets.

L'espacement des rampes est égal à la longueur des bandes arrosées qui varie de 4 à 15 m, la pression varie de 0,3 à 1,5 bar, la pluviométrie horaire varie entre 15 à 50 mm/h (très forte).

VII-3-5-6) Rampes perforées oscillantes

Dans ces rampes, les orifices sont distribués sur la même génératrice, le balayage de la bande à arroser s'effectue par l'oscillation de la rampe autour de son axe, cette oscillation fait varier l'angle de tir, le jet et donc la portée.

Chaque rampe est posée sur des chevalets et son mouvement alternatif est assuré par un vérin hydraulique. La pluviométrie reste forte.

VII-3-6) DIFFERENTES INSTALLATIONS A LA PARCELLE

En pratique, deux solutions extrêmes peuvent être envisagées :

-l'installation totalement fixée, et l'installation totalement mobile.

Dans l'installation fixée, l'ensemble des équipements (pompe, canalisation, asperseur) est fixé de façon permanente, ce qui limite une main d'œuvre, mais occasionne des investissements très élevés.

Dans les installations totalement mobiles, tout le matériel peut être déplacé d'un endroit, à un autre, ce qui réduit fortement les frais d'installations, cette solution est très exigeante en main d'œuvre, le plus souvent on fait appel à des solutions mixtes dans lesquelles les canalisations principales et secondaires sont fixées et conduisant l'eau à des prises sur lesquelles les exploitants viennent greffer du matériel mobile.

VII-3-7-1) Couverture partielle minimum

Une canalisation mobile est installée en milieu ou à la limite de parcelle. Sur cette canalisation, on greffe le matériel mobile (asperseur) qui doit être déplacé après chaque poste d'irrigation. L'espacement entre les rampes et asperseurs dépend des dispositifs choisis (12, 18,24 m).

Lorsque la dose a été appliquée, l'agriculteur arrête l'eau une fois la couverture végétale est dense, il peut alors procéder au déplacement des rampes, en vue d'arroser une nouvelle parcellaire. Ce type d'installation est le plus simple et le plus économique en investissement, il est très répandu en Mitidja tranche II, (notamment notre parcelle).

La quantité de rampes est fixée de telle manière que la superficie de la parcelle soit entièrement couverte par poste successif pendant le cycle d'arrosage (3 à 10 jours).

Exemple

1 kit= 48 rampes ,2 coud ,24 asperseurs ,24 plaques et 52 joints.

VII-3-7-2) Couverture totale (quadrillage total)

Ce dispositif découle du précédent, au lieu d'avoir une seule rampe on couvre toute la superficie à arroser par tout la tuyauterie, celle-ci reste en place durant toute la saison d'arrosage. Dans ce cas, seuls les asperseurs doivent être déplacée et chaque rampe comporte un asperseur et forme une rampe fictive, ce qui permet de réduire le diamètre de la rampe.

VII-3-7-3) la couverture intégrale

La parcelle à arroser est entièrement couverte par des tuyaux et des arroseurs à poste fixé, l'arrosage est commandé par l'ouverture et la fermeture d'une vanne soit manuellement soit automatiquement par commande hydraulique ou électrique. Le débit d'installation qui est généralement élevé reste une contrainte à l'application de ce type de couverture

VII-3-8) Les dispositifs usuels

Pour avoir une bonne répartition de l'eau acquise par le recoupement du jet, on peut jouer sur la géométrie des installations, qui est de trois types :

VII-3-8-1) dispositif en carré (asperseur au sommet des carrés)

Les asperseurs sont disposés, simultanément ou par poste successif au sommet d'un quadrillage régulier dont la longueur du côté dépend du pourcentage de recouvrement choisi.

Il est admis si R est la portée du jet, on fixe l'asperseur à $R\sqrt{2}$. Les espacements les plus couramment rencontrés sont : 6x6, 12x12, 18x18, 24x24. Dans ce cas la pluviométrie horaire moyenne de l'installation est obtenue en divisant le débit horaire d'un appareil estimé en m³/h par la surface du carré du dispositif.

VII-3-8-2) le dispositif en triangle

Le dispositif théorique le meilleur est celui du triangle équilatéral, dans ce cas si l'espacement entre asperseurs sur une même rampe est E, la distance entre deux rampes $R\sqrt{2}$.

VII-3-8-3) dispositif en rectangle

Il s'agit là d'un dispositif assez irrationnel en soit en raison de la variabilité systématique de la pluviométrie entraînée par une distribution équilibrée des arroseurs.

Dans un tel dispositif, l'espacement des appareils sur la rampe est inférieur à celui entre rampes.

Les dispositifs les plus courants sont du type $L=1,3$ à $1,5 E$ avec L : espacement entre rampes et E: espacement entre asperseurs sur la rampe.

Généralement on prend E voisin de R (rayon) ce qui donne pour l'implantation en rectangle.

* L'implantation triangle présente des avantages par rapport à celle en rectangle, un inconvénient toutefois réside dans le fait que les arroseurs sont déclarés en bande de route par exemple. En quadrillage total l'implantation la plus courante est de 24mx24m (18x24 si la région est ventée).

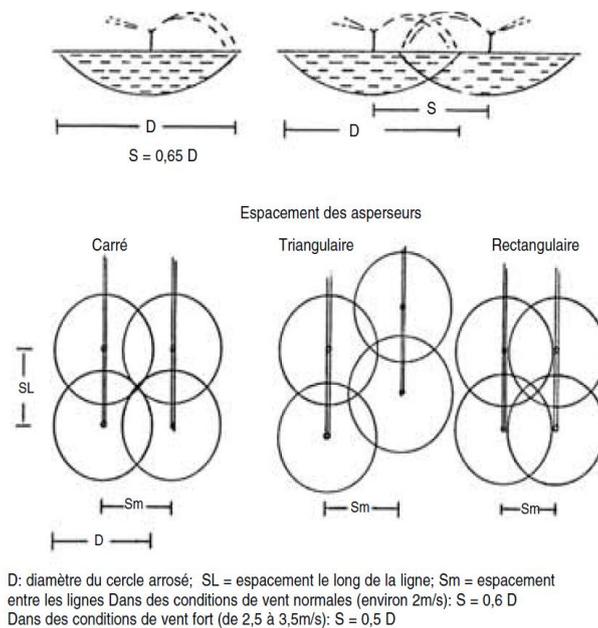


Figure VII-4 : Les différents dispositifs d'asperseur

VII-3-9) LES CONDITIONS D'ARROSAGE :

Elles sont résumées comme suit :

- ❖ type de structure et perméabilité du sol (pluviométrie horaire, topographie).
- ❖ Forme et dimensions des parcelles de l'exploitation.
- ❖ La géométrie d'implantation et les conditions et fréquence du vent, les besoins en eau, la fréquence et qualité d'arrosage (pluviométrie, uniformité).
- ❖ Le type de cultures (herbacées, en ligne, arbustive, etc).
- ❖ Le type d'irrigation choisi, le prix de l'énergie.
- ❖ La disponibilité en main d'œuvre de l'exploitation.
- ❖ Le prix des matériels, le rendement et le rapport de cultures,
- ❖ Les conditions d'installation (système fixé et mobile).
- ❖ La pression et la quantité d'eau disponible et Certaines conditions particulières (fertilisations, antigel).

VII-4) irrigation localisée :

On appelle irrigation localisée les systèmes qui consistent à répartir l'eau d'irrigation sur la parcelle par un réseau de conduites à fixes sous faible pression et aussi à localiser l'apport d'eau au voisinage des plantes cultivées, seule une fraction du volume du sol, exploitable par les racines, sera humidifiée. Les débits apportés à chaque zone humidifiée sont faibles (quelques litres à quelques dizaines de litres par heure, selon les systèmes). L'irrigation s'effectue à faible dose et forte périodicité (souvent journalière).

Le micro irrigation, nom donné à l'irrigation localisée sur le plan international. Elle consiste à apporter sur une partie du sol seulement (les zones utilisées par la plante au voisinage des racines) par petites doses fréquentes (système goutte à goutte, min diffuseur, véhiculé par un faible débit.

VII-4-1) Caractéristiques :

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

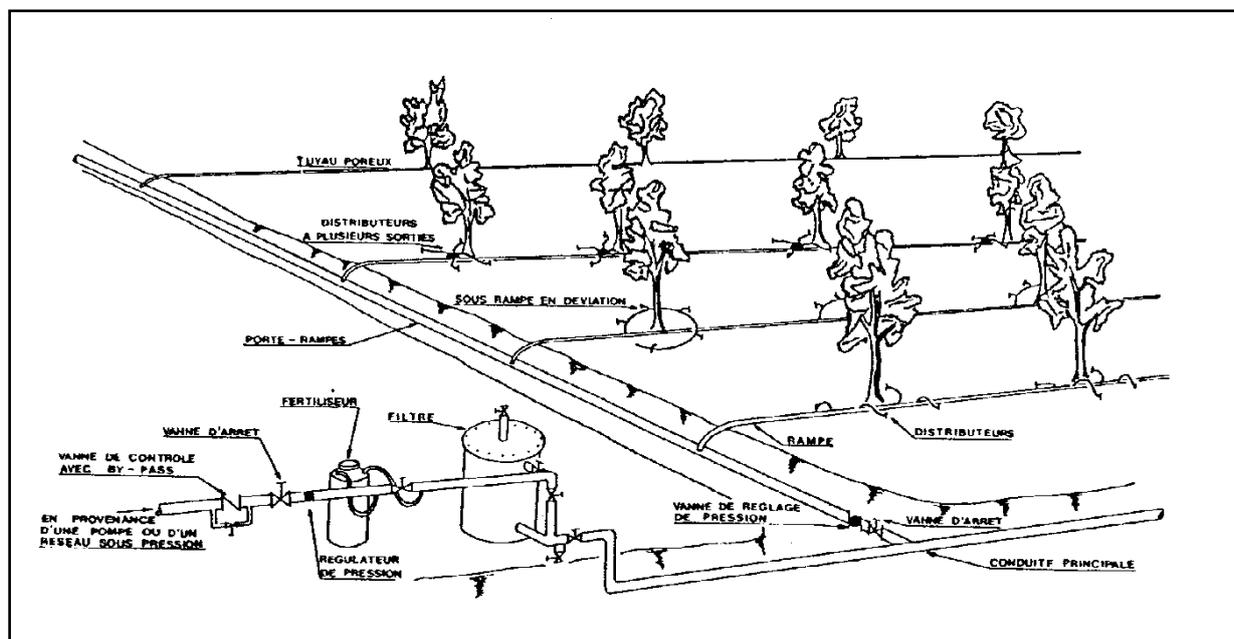


Figure VII-5 : Partie essentielle d'une installation localisée

- Avantages :

Les avantages de cette technique sont :

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

La surface de contact eau air est très faible (quelque dm^2), les pertes par évaporation sont très faibles, d'autre part la ligne de goutteur étant en général placée au voisinage immédiat des cultures (au voisinage des racines). Le développement des adventices est limité, de ce fait les phénomènes de concurrence s'en trouvent réduits. Les doses étant faibles, les pertes par percolation se trouvent limitées.

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

b) Pression de fonctionnement très faible :

La pression nominale de fonctionnement des distributions est en générales de 10 m c e.

c) Réduction des mauvaises herbes :

La localisation de l'eau limite le développement des adventices (mauvaise herbe).

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

f) d'autres possibilités favorables :

-Possibilité d'utilisation dans les zones où les autres techniques sont difficiles à appliquer.

-Possibilité d'arrosage sous paillage plastique (fraisier).

-Possibilité d'automatiser le réseau.

-Possibilité de l'utiliser pour la forte irrigation.

Inconvénients:

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

a) Leur coût très élevé en investissements, qui peuvent être amortis après quelques années d'exploitation.

b) La fragilité voire la mauvaise qualité de certains matériels (vieillessement du plastique, attaque de rongeurs) et les problèmes d'entretien.

c) Leur emploi réservé aux cultures pérennes et maraîchères au produit élevé.

VII-4-2) Plusieurs techniques se sont développées :

-localisée par goutteurs ;

-l'irrigation localisée par rampes perforées fixes ;

-l'irrigation localisée par aspersion (micro jet, micro aspersion).

VII-4-2-1) Irrigation localisée par goutteurs :

Les goutteurs délivrent ponctuellement de petits débits (2 à 12 L / h) sous une pression de l'ordre de 1 bar. Ils sont montés à de faibles espacements sur des tuyaux souples constituant les rampes d'arrosage posées sur le sol le long des rangs de la culture. Les débits délivrés s'infiltrant immédiatement.

Une grande variété de modèles de goutteurs est maintenant disponible sur le marché. La dissipation de la charge disponible dans la rampe est assurée soit par un orifice de faible diamètre (de l'ordre du millimètre), soit par un cheminement dans un long circuit. Les rampes portant les goutteurs sont dimensionnées (diamètre et longueur) de manière à ce que la différence de débit entre les différents éléments n'excède pas 10 % du débit moyen.

VII-4-2-2) Irrigation localisée par rampes perforées :

Ce procédé, mis au point par la Compagnie Nationale d'Aménagement de la région du Bas-Rhône et du Languedoc, constitue en fait, une solution intermédiaire entre l'irrigation à la raie et l'irrigation par goutteurs. Les rampes d'arrosage débitent dans les rigoles ouvertes à proximité des cultures. Ces sillons sont obturés par des diguettes en terre qui déterminent des biefs dont la longueur est de l'ordre de 4 à 7 m. L'eau est délivrée à chaque bief par l'intermédiaire d'un ajutage calibré et pouvant être choisi dans une gamme de diamètres normalisés (1,2 à 2,1 mm). Les diamètres adoptés pour les ajutages sont croissants d'amont en aval le long d'une rampe, de manière à obtenir un débit délivré constant à 10 % près. Chaque ajutage est équipé d'un manchon brise-jet.

La pression de service sur les ajutages est de 0,7 à 1,3 bar, et la rampe est généralement en polyéthylène noir d'un diamètre de 25 mm, avec une longueur pouvant aller jusqu'à 200 m. Le débit des ajutages varie de 45 à 100 L /h selon leur diamètre et pour une pression de service de 1 bar.

Pour une installation donnée, on choisira, à la suite d'expérimentation in situ, un débit d'ajutage en fonction du type de sol, de manière à ce qu'il soit suffisant pour que l'eau se répartisse régulièrement sur toute la longueur du bief, au cours d'un arrosage. Le débit d'une rampe varie, selon les sols, de 7 à 14 L / h · m.

VII-4-2-3) Irrigation localisée par micro aspersion :

Il s'agit d'utiliser des mini-diffuseurs (micro jets, micro asperseurs, etc.) montés sur des tuyaux souples installés le long des rangs de culture, mais non posés sur le sol. Les débits délivrés ponctuellement sont plus importants qu'avec des goutteurs puisqu'ils sont, souvent de 20 à 30 L /h pour le micro jets.

Cette technique connaît un essor important en arboriculture, ainsi que les microasperseurs sous frondaison (dont le débit est de 250 L /h environ).

Avantages :

- une grande économie d'eau
- une économie d'énergie
- automatisation du système
- peu de mains d'œuvre
- non sensible au vent

Inconvénients :

- le cout
- l'entretien des goutteurs
- Risque de colmatage des conduits et des goutteurs

Une main-d'œuvre qualifiée

VII-4-3) Composition De l'installation d'un réseau goutte à goutte**A) point de fourniture d'eau :**

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

B) L'unité de tête :

Reliée au point de fourniture d'eau elle permet de réguler la pression et le débit, de filtrer l'eau et d'y introduire des éléments fertilisants. Parfois, des régulateurs de pression et des filtres secondaires sont placés en tête des portes rampes ou même des rampes.

Pour introduire des éléments fertilisants, on utilise le plus souvent un réservoir que l'on remplit d'engrais solubles, azote en particulier : c'est un petit récipient sous pression avec une entrée et une sortie. Une fraction du débit est dérivée de la conduite principale, envoyée dans le réservoir, s'y enrichit en engrais puis est réinjectée dans la conduite principale. Avoir un bon filtre principal est une chose primordiale dans toutes les unités de tête. Le filtre à sable (ou à gravier), avec vannes permettant un nettoyage par contre-courant, est le meilleur, mais, avec de l'eau claire, un simple filtre à tamis peut suffire. Quand l'eau contient beaucoup de sable, on doit installer des filtres spéciaux, appelés dessableur, qui fonctionnent suivant le principe au vortex.

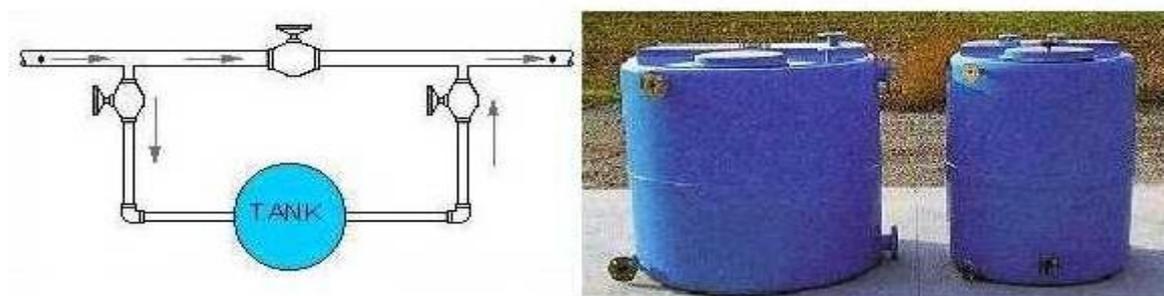


Fig. VII-6: Dilueur d'engrais

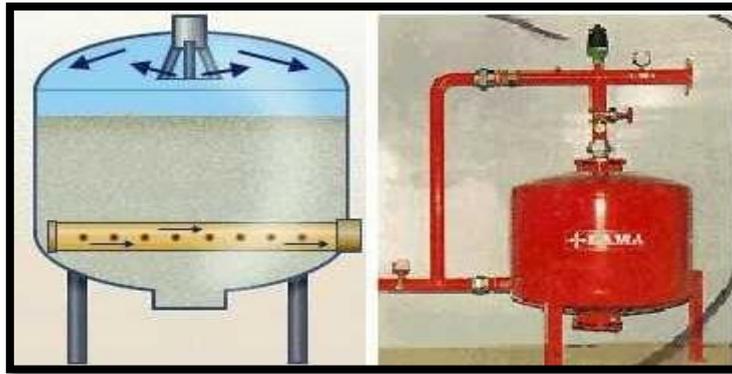


Fig. VII-7: Filtre à gravier

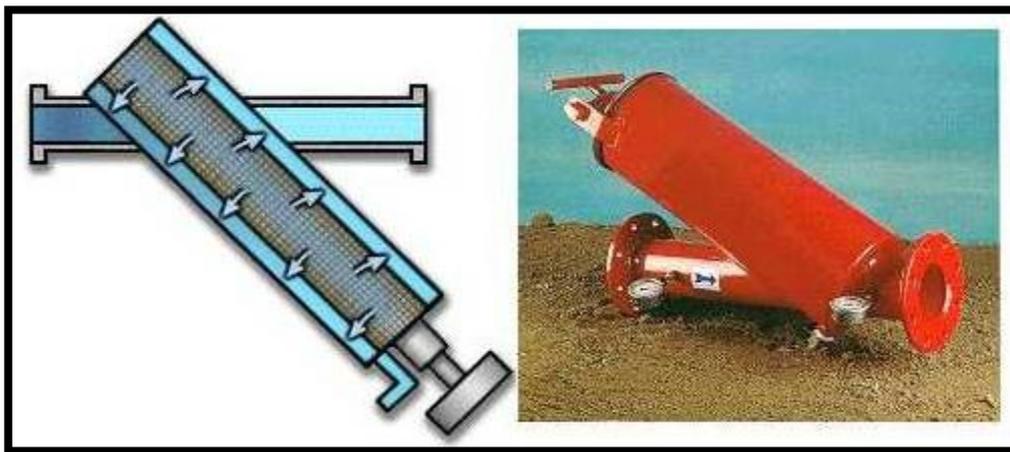


Fig. VII-8: Filtre à tamis

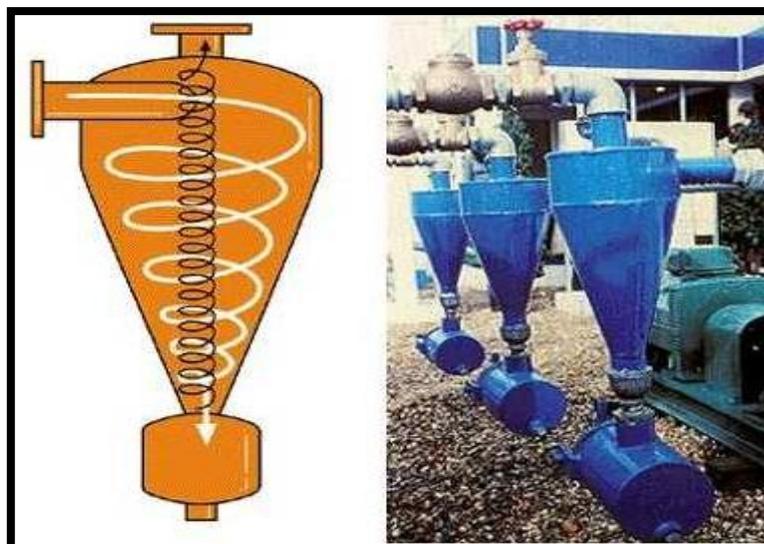


Fig. VII-9: Filtre hydro-cyclone

C) la conduite principale :

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

D) 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).

E) les rampes :

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

F) les distributeurs :

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

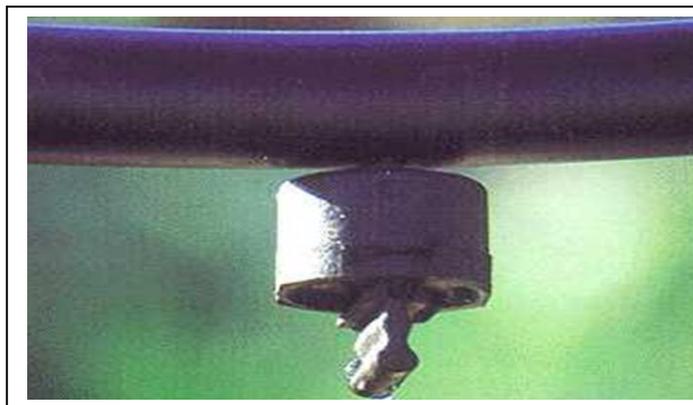


Figure VII-10 : Distribuer

Conclusion

Avec la diminution des réserves en eau et l'accroissement de la population et des surfaces cultivées l'économie de l'eau est primordiale, dans le cadre l'irrigation bon choix du système d'irrigation est au premier plan dans l'économie de l'eau.

D'après les améliorations proposé, les réseaux répond visiblement à l'exigence agronomique (besoin des cultures), et celle hydraulique (vitesse et perte de charge respecté).

Chapitre VIII : réseau d'irrigation

Introduction

Dans ce chapitre on va présenter deux techniques d'irrigation «asperseur et goutte à goutte», les deux techniques sont présentes largement dans la région de Mascara en plus son a un grand rôle dans l'amélioration de rendement d'agriculture.

VIII-1) chose de culture et technique

On va prendre deux îlots d'irrigation comme un exemple, l'îlot 37 et l'îlot 44. Le tableau suivant représente les caractéristiques des îlots :

Tableau VIII-1 : les caractéristiques des îlots

îlot	37	44
Surface	4.5	14.92
Largeur	190	325
Longueur	230	460
Nature de sol	argilo limoneux	limono argileux
Type de culture	Maraichage (pomme de terre)	Arboriculture (agrumes)

Pour choisir entre un des deux techniques, il y a des facteurs à voir :

- Pression de borne : pour installer un système d'irrigation avec asperseur il faut une pression grande à 3 bars à la borne.
- Type de culture : le type de culture joue un grand rôle de choix de technique parce que les systèmes d'irrigation n'adaptent pas avec toutes les cultures comme l'arboriculture avec l'asperseur et les cultures extensives avec le goutte à goutte.
- Nature de sol
- Condition climatologique
- Le coût économique

on va évaluer toutes ces conditions pour le choix de technique pour les deux îlots dans le tableau suivant :

Tableau VIII-2 : choix de technique

Condition \ ilot	37		44	
	Gout a gout	Asperseur	Gout a gout	Asperseur
Pression de borne	+++	+++	+++	--
Type de culture	-	+++	+++	-
Nature de sol	+++	+++	+++	+
Condition climatologique	++	+++	+++	++
Qualité de l'eau	++	+++	++	+++

Des tableaux on remarque que l'asperseur est le meilleur choix pour ilot 37 et gout a gout est le meilleur choix pour l'ilot 44.

VIII-2) Asperseur :

VIII-2-1) Facteurs déterminant les performances d'un arroseur par aspersion

A) buse de l'asperseur

Le débit d'un arroseur est directement lié au diamètre de la buse, dont il est équipé. Dans de l'irrigation par aspersion, le diamètre varie de 2 à 30 mm .

B) pression

Pour une même buse, le débit et la portée de l'asperseur augmentent avec la pression. L'arrosage par aspersion exige une pression de service minimale de 3 bars.

C) Pluviométrie horaire :

La vitesse d'arrosage (pluviométrie horaire) dépend essentiellement de la nature du sol, de la couverture végétale, et de la topographie. Elle est exprimée comme suite :

$$\text{Où } p = \left(\frac{1000 * Q}{S} \right)$$

P : pluviométrie horaire (mm/h)

Q : débit d'appareil (m³/h).

S : surface circulaire couverte par l'appareil en m².

P : peut varier de quelque mm /h à plusieurs dizaines de mm/h suivant les appareils (elle varie souvent de 2 à 15 mm/h).

D) Portée du jet

C'est la distance de l'appareil au point du rayon arrosé. Elle peut être exprimée quelque soit la forme du diamètre d'arroseur.

La portée R permet de définir la surface circulaire arrosée S par l'appareil, pour les petit asperseur le jet varie de 6m à 20 m.

$S = \pi \cdot R^2$, R varie de quelques mètres jusqu'à 80 m suivant le type d'appareil, ou S varie de dizaine de m² a quelques hectares pour les grandes canons.

VII-2-1) Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par Aspersion

Le dimensionnement par aspersion, nécessite au préalable de quantifier certains paramètres nécessaires à la mise en œuvre de cette technique.

Données générales

-Choix du mode de couverture : pour des raisons économiques, on adopte pour la couverture totale.

Temps de travail : 22 heures par jour, et 25 jours par mois

Besoins en de pointes : 233 mm

Perméabilité du sol : le sol est de type limoneux-argileux avec une permeabilité estimée de : $K = 7.3 \text{ mm/h}$.

Dose pratique : RFU : elle est calculée comme suit :

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

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

Da : densité apparente : égale à 1.25

Z : profondeur d'enracinement mm (50 cm pour la pomme de terre)

Hcc : humidité à la capacité au champ (25%)

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

A) Dimensionnement théorique**Le diamètre de l'ajutage :**

La perméabilité du sol $K = 7.3 \text{ mm/h}$.

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

Le diamètre de la buse se calcul :

$$p = \frac{1.5 \cdot d}{1.04}$$

$$D'où : d = \frac{7.3 \cdot 1,04}{1,5} = 5.06 \text{ mm}$$

D'après la fiche technique d'un arroseur de type PERROT (ANNEX 2), le diamètre de la buse normalisé le plus proche est de 4.8 mm.

La portée du jet (L)

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

$$L = 3 \cdot d^{0,5} \cdot h^{0,25} \dots\dots\dots(30)$$

Ou d : diamètre de la buse (mm)

h : pression à la buse (m), dans notre cas P= 3 bars, h=30m.

$$L = 3 \cdot 4.80^{0,5} \cdot 30^{0,25} = 15.38m$$

Cette formule n'est pas vraiment représentative. Elle a un manque de précision donc on va prendre 15 m

Ecartements entre les rampes et arroseurs :

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

El entre les lignes d'arrosage : 1,3 (vent faible) à 1,02 L (vent fort).

Ea entre les arroseurs sur la rampe : 0,8 (vent faible) à 0,5 L (vent fort).

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

Notre zone d'étude présente des vitesses pour des vents faibles de l'ordre de 2,45 m/s = 8.6 Km/h, donc on prend les valeurs suivantes :

$$E_l = 1,25 \cdot 15 = 18.75m$$

$$E_a = 0,82 \cdot 15 = 12.3m$$

On prend les valeurs normalisées des écartements.

El=18m, Ea=12m.

Débit de l'asperseur

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

$$q = 0,95 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = 0,95 \cdot \frac{3,14 \cdot (4,80 \cdot 10^{-3})^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 30} = 0.0004m^3/s /$$

Avec q débit de l'asperseur (m³/s).

Vérification de la pluviométrie de la buse :

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

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

$$\text{D'où } p = \frac{1,5}{18 \cdot 12} = 6,9 \text{ mm/h}$$

Donc le diamètre de la buse choisi assurera une pluviométrie $P \leq K = 7,3 \text{ mm/h}$.

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

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

tel que:

$$\text{La dose d'irrigation} = \text{RFU}/0,75$$

$$\text{Dose} = 51,66/0,75 = 68,88 \text{ mm}$$

$$P = 7 \text{ mm/h d'où}$$

$$T = \frac{68,88}{7} = 9,84 \text{ heures on va prendre } 10 \text{ h.}$$

Donc on pourra adapter deux positions par jour pour un asperseur, ce qui donne un temps de fonctionnement d'un 20 h

Nombre d'irrigation par mois :

Le nombre d'irrigation par mois se calcule comme suit :

$$\text{Nbre d'irrigation par mois} = \frac{\text{besoins nets}}{\text{Dose - nette}} = 233 \div 68,88 = 3,38$$

Dans ce cas, on irrigue 4 fois par mois, c'est à dire 1 fois chaque 8 jours

Calcul du volume fourni par un asperseur par mois :

$$V = \text{nbr de position par jour} \cdot \text{nbr d'irrigation par mois} \cdot \text{Dose} \cdot E_a \cdot E_l$$

$$V = (2 \cdot 25 \cdot 68,88 \cdot 12 \cdot 18) / 1000 = 744 \text{ m}^3$$

Volume à épandre en 1 mois sur toute la parcelle :

$$V_t = \text{besoins mensuelle en eau} \cdot \text{surface}$$

$$V_t = 233/1000 \cdot 230 \cdot 190 = 10199,58 \text{ m}^3$$

Nombre d'asperseur fonctionnant simultanément

$$= V_t / V_{\text{asp}} = 10199,58 / 744 = 13,4 = 14 \text{ asperseurs}$$

Nombre de position des rampes :

$$N_r = \frac{lr}{E_l} = \frac{190}{18} \approx 11$$

Lr: largeur du terrain = 190 m, E espacement entre les rampe (=18m).

Le nombre de poste égale à **11 postes**.

Nombre d'asperseurs (maximal)

Nasp = (surface à arrosée (m²) / (implantation *nombre de poste /tours d'eau)

Surface =230*190= 43 700 m²

Implantation =12*18 =216m².

Nombre de poste /tour d'eau =2

$$N_{asp} = \frac{43700}{12 * 18 * 2} = 102 \text{ asperseurs}$$

VIII.4 Dimensionnement hydraulique des rampes

Calcul des pertes de charge :

L'expression générale des pertes de charges linéaire dans les tubes est calculée généralement par une formule de Lechapt et Calmon :

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

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

Q : débit en m³/s.

D : diamètre de la canalisation en m.

La formule de Manning correspond aux paramètres suivants :

a=1.1; b=1.89 ; c=5.1

Soit une rampe équipée de m asperseurs, implantés à un écartement E, avec un asperseur disposé à une distance E du début de la rampe.

L'estimation des pertes de charge totale dans la rampe peut être estimée par deux méthodes :

A) La méthode itérative :

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

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

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

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

Soit F_c le rapport entre la longueur réelle de la rampe et la longueur fictive qui s'écrira :

$$F_c = \frac{1}{m^{b+1}} \sum_{i=1}^m i^b$$

Cette équation peut être remplacée par une bonne approximation qui s'écrit

$$F_c = \frac{1}{b+1} + \frac{1}{2 \cdot m} + \frac{\sqrt{b-1}}{6 \cdot m^2}$$

Dans notre cas le premier asperseur d'une rampe va être disposé à une distance de son origine égale à la moitié de l'écartement E . le rapport L_f/L_r vaudra

$$F_m = \frac{F_c - \frac{1}{2 \cdot m}}{1 - \frac{1}{2 \cdot m}}$$

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

B) La méthode basée sur les vitesses dans la rampe

Longueur de la rampe $L = \text{longueur de terrain} / 2 - E_a/2 = 230/2 - 12/2 = 109 \text{ m}$.

Nombre d'asperseur par rampe :

$N_{\text{asp/rampe}} = \text{longueur de la rampe} / E_a = (110 / 12) + 1 = 10 \text{ asp}$.

Nombre de rampes qui travaillent en même temps

$N_{r_w} = N_{\text{ach}} / (\text{nbr asp/rampe}) = 13/10 = 1.3 = 2 \text{ rampe}$

On travaille avec 2 rampes

Calcul du débit de rampe = le débit de l'asperseur \times le nombre d'asperseur/rampe.

Le débit de la rampe $= 1,50 \times 10 = 15 \text{ m}^3/\text{h}$.

Donc le débit d'installation égale à $15 \times 2 = 30 \text{ m}^3/\text{h}$ (83 l/s).

Nombre de position de la rampe

N positions = (largeur de terrain / El)*2 = 190/18*2 = 22 positions

Diamètre de la rampe :

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

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

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

On suppose que $V = 1.25$ m/s et on calcule D_R

$$D_R = \sqrt{\frac{4.5 * 42.10^{-3}}{\pi * 1.25}} = 0,065m = 65mm,$$

Les conduites en PEHD disponibles sur le marché ont les diamètres suivants : 50 ; 63 ; 75 ; 90 ; 110 ; 125 ; 160 et 200mm. Le diamètre normalisé ($D_R = 75$ mm).annexe 2
Si on prend le diamètre normalisé ($D_R = 75$ mm).

La nouvelle vitesse sera

$$v = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} = \frac{4 * 4.2 * 10^{-3}}{\pi * (75 * 10^{-3})^2} = 0.95m/s \text{ Ce qui est conforme.}$$

Dimensionnement du Porte-rampe

La longueur de la conduite d'approche est calculée par :

$$L_r = 190 - 18/2 = 181 \text{ m}$$

Dimensionnement du porte rampe : On recalcule avec le porte-rampe

$$Q_{rampe} = Q_{asp} * n_{asp/rampe} * N_{rampe} \quad Q = 0.0083 \text{ m}^3/s$$

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

On suppose que $V = 1.25$ m/s et on calcule D_R

$$D_R = \sqrt{\frac{4 * 8.33 * 10^{-3}}{\pi * 1.25}} = 0,092m = 92mm,$$

On prend le diamètre normalisé $D_R = 110$ m

vitesse sera :

$$v = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} = \frac{4 * 8.33 * 10^{-3}}{\pi * (110 * 10^{-3})^2} = 0.88m/s$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-3 : Résultat de calcul pratique d'aspersion

Paramètres	Porte Rampe	Rampe
Longueur (m)	181	110
Diamètre (mm)	110	75
Débit (m ³ /h)	30	15
Vitesse réelle (m/s)	0.88	0.94
Perte de charge totale (m)	1.814	0.827

$\Delta H_t = 1.814 + 0.827 = 2.631$ m de perte de charge, la règle de Christiansen est donc respectée.

Calcul de la pression à la tête de la parcelle:

C'est la pression nécessaire pour le bon fonctionnement du dernier asperseur.

$$H = H_1 + H_2 + H_3$$

H : pression à la tête de la parcelle.

H1 : pression nécessaire pour le bon fonctionnement d'un asperseur (3bar).

H2 : perte de charge totale de la rampe

H3 : la dénivelée. (0 m. terrain relativement plat)

$$H = 30 + 2.61 + 0 = 32.61 \text{ m.}$$

P=3,2 bar, ce qui est suffisant et disponible pour la borne d'irrigation de notre ilot.

VIII-3) Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

Cette deuxième partie concerne le dimensionnement du réseau d'irrigation localisée (le système goutte à goutte), dont les principales caractéristiques ont été définies précédemment. Pour ce projet, nous avons choisi d'étudier les agrumes qui connaît un engouement dans la wilaya Mascara, et cela vu les qualités agronomiques et commerciales de cette culture.

VIII-4-1) Données générales :

Le dimensionnement du réseau d'irrigation localisée nécessite la connaissance de données de base comme la surface de la parcelle, les besoins journaliers et le temps maximum journalier de travail

Le réseau d'irrigation sera installé sur l'ilot N°44 alimentée par la borne N°44 et dont les pressions calculées sont de l'ordre de 2.9 bars, ce qui est largement suffisant. La surface de l'exploitation est de 14.99 et présente une forme relativement rectangulaire.

Culture : Olivier

- Espacement entre arbres : 4 m
- Espacements entre rangs : 3 m

Caractéristique du goutteur :

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

VIII-4-2) Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée

Influence du taux de couverture du sol

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

On applique alors à L'ETM un coefficient de réduction : K_r

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

- KELLER et KARMELI (1974) :

$$K_r = \frac{C_s}{0.85}$$

- La formule de Freeman et Garzoli :

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

- La formule de Decroix (CTGREF) :

$$K_r = 0.1 + C_s$$

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

$K_r = 0.71$ selon Keller et Karmeli

$K_r = 0.80$ selon Freeman et Garzoli

$K_r = 0.70$ selon Decroix (CTGREF)

On prendra un coefficient $K_r = 0.80$

$B_{ji} = B_j * K_r$

$B_{ji} = 7.78 * 0.8 = 6.22$ mm/j

VIII.4.3. Dose nette pratique :

La deuxième étape en micro-irrigation, est la détermination d'une fraction ou pourcentage d'humidification du bulbe humide dans la zone racinaire. La différence par rapport aux autres systèmes (gravitaire ou par aspersion) est qu'il ne s'agit plus d'humidifier uniformément la totalité du sol sur une même profondeur h (Ollier & Poirée, 1981).

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

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

Tel que : H_{cc} : humidité à la capacité au champ (29%)

H_{pf} : humidité au point de flétrissement (14.5%)

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

Z : profondeur d'enracinement en (1200 mm)

P : Pourcentage du sol humidifié

$$P\% = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r}$$

N : Nombre de point de distribution par arbre

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

S_h : Largeur de la bande humidifiée

S_r : Ecartement entre rangs d'arbre

S_a : espacement des arbres sur les rangs

D'où $P = 33\%$

$H_{cc} = 29\%$ et $H_{pf} = 14.5\%$

$Z : 1200$ mm

$Y : 2/3$.

Donc : $D_p = (0.26 - 0.17) \cdot 1200 \cdot 2/3 \cdot 1.54 = 178$ mm.

$D_p = 178$ mm

2. Calcul de la dose brute :

$$D_{brute} = \frac{Dp * 0.33}{Cu * eff} = \frac{175 * 0.25}{0.9 * 0.9} = 73.51 \text{ mm /mois}$$

Cu : coefficient d'uniformité Cu=90%

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

3. Fréquence des arrosages :

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

$$Fr = \frac{Dose\ nette}{B_{jl}} = \frac{73.51}{6.24} = 11.81 \text{ jour}$$

Donc on prend Fr = 11 jours.

Donc on prend un intervalle de 11 jours.

On recalcule la nouvelle dose réelle :

$$Dr = 11 * 6.24 = 68.64 \text{ mm}$$

Et la dose brute :

$$D_{brute} = \frac{Dr}{Cu * eff} = \frac{68.64}{0.9 * 0.9} = 84.74 \text{ mm}$$

4. Durée d'arrosage par mois :

$$\theta = \frac{Dn * Sa * Sr}{n * qg} = \frac{68.46 * 3 * 4}{4 * 2} = 102.69 \text{ heures/mois}$$

5. Durée d'arrosage journalier :

$$D_j = \frac{\text{durée d'arrosage}}{Fr} = \frac{102.69}{11} = 9.33 \text{ heures/jour}$$

6. Nombre de poste :

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{\text{Temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}} = \frac{20}{9.33} = 2 \text{ postes}$$

7. Surface du poste :

$$S_p = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}} = \frac{14.99}{2} = 7.49 \text{ ha}$$

A partir de cette surface, on peut déduire les dimensions nécessaires des rampes et porte rampes.

VIII.4.4. Calculs hydrauliques**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

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

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

2. Le débit

$$Q_r = Q_g * N_r$$

$$Q_{pr} = Q_r * N_r$$

Avec: Q_r : Débit de rampe

Q_g : Débit du goutteur

N_g/r : Nombre des goutteurs par rampe

N_r : Nombre des rampes

Q_{pr} : Débit de porte rampe

La longueur de la rampe: 160 m

La longueur de la porte rampe: 225m

La longueur de la conduite secondaire : 180m

2.1.1. Le nombre d'arbres par rampe:

$$N \text{ arbres} = L_r/E_r = 160/4 = 40 \text{ arbres}$$

2.1.2. Nombre des goutteurs par rampe:

$$N = N_{\text{arbres}} * n = 40 * 2 = 80 \text{ goutteurs}$$

2.1.3. Le nombre des rampes:

$$N_r = L_{pr}/E_r = 225/3 = 75 \text{ rampes}$$

2.1.4. Débit de la rampe

$$Q_r = N_g * Q_g$$

$$Q_r = 4 * 80 = 320 \text{ l/h}$$

2.1.5. Débit de la porte rampe:

$$Q_{pr} = Q_r * N_r = 75 * 320 = 24000 \text{ l/h}$$

2.1.6. Nombre de porte rampe:

$$N_{pr} = 1 \text{ (4 portes rampes)}$$

2.1.7. Débit de la conduite secondaire

$$Q_{csl} = Q_{pr} * N_{pr} = 24000 * 4 = 13760 \text{ l/h}$$

VIII-4-5) 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.

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

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

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

Avec :

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

VIII-4-6) 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)

$$j = \frac{L}{2.75} \cdot i$$

Ou : L : la longueur de la conduite ;

Q : débit (l/h) ;

D : diamètre intérieur de la canalisation ;

Tableau VIII-4 : Calcul de Diamètre de la rampe

Culture	Surface (m ²)	Lr (m)	Ng	Qr (l/h)	hr(m) P. charge linéaire	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse (m/s)	ΔHcal (m)
Olivier	149 900	160	4	320	0.75	17.9	20	0.28	0.16

La valeur de la perte de charges calculée est inférieure à 1.2 mce (hr max).

VIII-4-7) Calcul de Diamètre de la porte rampe :

Tableau VIII-5 : Calcul de Diamètre de port la rampe

Culture	Surface m ²	Lpr(m)	Nr	Qpr (l/h)	Hpr (m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse (m/s)	Hcal (m)
Olivier	149900	225	75	24000	1.5	81.5	90	1.04	0.34

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.

VIII-4-8) Calcul des diamètres des conduites secondaires :

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

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi V}}$$
 avec : Q : débit de la conduite considérée (m³/s);

V : vitesse d'écoulement (m/s).

VIII-4-9) Calcul de diamètre de conduites secondaires :

Tableau VIII-6 : Calcul de Diamètre de conduites secondaires

Culture	Surface m ²	L(m)	Q (m ³ /s)	V supposée (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)	hcal (m)
Olivier	144900	320	0.026	1.25	164.0	180	1.04	0.24

VIII-4-10) Calcul de diamètre de la conduite principale à la sortie de la borne:

Tableau VIII-7 : Calcul de Diamètre de la conduite principale

L(m)	Q (m ³ /s)	V supposée (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)	h cal (m)
20	0.026	1.25	164.0	180	1.04	0.01

VIII-4-11) La pression d'eau à la borne de distribution :

La pression d'eau que doit fournir la borne de distribution a la parcelle est égale à la somme de la pression nominale (10 mce) plus la somme des pertes de charges de cheminement de la borne d'irrigation jusqu'au gouteur le plus défavorable (éloigné ou élevé).

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

Tableau VIII-8 : les caractéristiques des conduites

	La rampe	Porte rampe	Conduite secondaire	Conduite de sortie
Longueur(m)	160	225	180	20
Diamètre(m)	20	90	110	110
Débit (m ³ /s)	8.88 10 ⁻⁵	0.0067	0.0267	0.0267
Pertes de charge(m)	0.16	0.34	0.115	0.012

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.

$$\Delta h = 10 + 0.16 + 0.34 + 0.115 + 0.012 = \mathbf{10.63m.}$$

Conclusion

Les techniques d'irrigation modern augment le rendement. Dans ce chapitre on a présente deux technique « gout a goutte et asperseur ».

Le calcul d'asperseur il faut prendre en considération le vent et le chute de rendement. Dans notre région le vent ne présent pas un problème.et il faut prendre en considération le pourcentage des argiles dans le sol et la pluie.

Le système de irrigation gout a goutte doit toujours être on suive, et bon entretien.

CHAPITRE IX : Sécurité de travail et devis de projet

Introduction

Dans ce chapitre on va avoir de parti. Un parle sur la sécurité de travail ; les causes et les solutions avec un peu des solutions. Dans le deuxième partie on va faire devis estimative de projet sur c'est trio partir :

- Les ouvrages de tête
- Réseaux de distribution
- Réseaux d'irrigation des ilots

IX-1) sécurité de travail :

L'objectif de ce parti de chapitre est de mettre en place les mesures et les consignes pour diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlement dit de « sécurité ».

Il n'y a nul doute que l'une des conditions du développement est la protection du travailleur. La qualité de son travail et son rendement requiert une sécurité maximale. Si l'on ne peut, au stade actuel du développement de l'Algérie, assurer un niveau de vie optimum à tous les citoyens, on peut, par contre essayer de prodiguer à tous ses aspects (sociale, culturelle, économique et physique).

Nul ne peut nier l'importance des problèmes soulevés. Toutefois il semble que les approches développées sur les risques professionnels ne font pas suffisamment ressortir la liaison avec les conditions de travail. Or ce sont bien, celles-ci qui déterminent dans une très large mesure, la situation du travailleur et les contraintes auxquelles il est soumis pour assurer sa tâche. Son travail varie en fonction de ces rythmes, de ces caractéristiques psychophysiologiques et de son environnement.

Lorsqu'on évoque les accidents du travail, on a souvent plus ou moins tendance à penser qu'une seule cause serait à l'origine de la situation. S'agissant de l'accident de travail, on peut l'attribuer soit à la machine, soit à l'homme. Dans l'autre cas, on tente de faire ressortir la part de l'homme et la part de la machine. Ainsi les préoccupations concernant les risques

professionnels, ne doivent pas être séparées de l'analyse du travail et les conditions dans lesquelles le travailleur est amené à exécuter son travail. L'analyse des causes d'accident n'a intérêt que si elle met celle-ci en relation avec le travail des opérateurs et on prend place dans un diagnostic général de la situation de travail et de ses effets sur la charge de travail, les risques pour la santé et la sécurité

IX-1-1) Les Causes des accidents :

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité.

Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

les facteurs matériels et les facteurs humains

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail.

Les causes d'accident d'origine matérielle proviennent soit :

- De la profession en général et du poste de travail en particulier
- De la nature de la forme des matériaux mis en œuvre
- Des outils et machines utilisés, implantation, entretien
- De l'exécution du travail, difficultés particulières
- Du lieu de travail, conditions climatiques
- Des conditions d'hygiène et de sécurité, ventilation, protection etc....

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décevables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitant parfois l'intervention de psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment, selon les circonstances.

IX-1-2) Manutentions manuelles :

IX-1-2-1) Définition :

Les manutentions manuelles comprennent toute opération de transport ou de soutien d'une charge, dont le levage, la pose, la poussée, la traction, le port ou le déplacement exigeant un effort physique.

La manutention manuelle peut se faire sans ou à l'aide de matériel (chariot manuel, pelle...).

Les risques présentés par les manutentions manuelles sont notamment liés :

A) Aux caractéristiques de la charge :

- dimension ou masse de la charge trop élevée
- encombrement ou difficultés de préhension de la charge
- équilibre instable de la charge ou risque de déplacement du contenu

B) A l'effort physique fourni :

- trop important
- pouvant entraîner un mouvement brusque de la charge
- accompli alors que le corps est en position instable.

C) Aux caractéristiques du milieu du travail :

- espace libre insuffisant
- sol inégal ou glissant
- emplacement ou milieu de travail ne permettant pas au travailleur la manutention manuelle de charges à une hauteur sûre et dans une bonne posture
- sol ou plan de travail présentant des dénivellations impliquant la manipulation de la charge sur différents niveaux
- sol ou point d'appuis instables

D) Aux autres facteurs :

- inadéquation des vêtements, chaussures ou autres effets personnels portés par le travailleur
- insuffisance ou caractère inapproprié des connaissances ou de la formation.

IX-1-2-2) Les effets :

Une mauvaise organisation des manutentions manuelles peut avoir pour conséquences :

- des écrasements, coupures, piqûres, brûlures, fractures, contusions
- des atteintes de la colonne vertébrale : douleurs, lumbagos, sciatiques, hernies discales
- des atteintes musculaires et articulaires : inflammation des tendons, déchirures musculaires, luxations, entorses
- des troubles cardiaques ou circulatoires dus à la fatigue...

IX-1-2-3) Les mesures de prévention**A) Éviter les manutentions manuelles**

Dans un premier temps, l'employeur doit mettre tout en œuvre pour éviter le recours à la manutention manuelle :

- par des mesures d'organisation
- par la mise en place de moyens adéquats tels que les équipements mécaniques.

B) Former et informer le personnel

Le personnel doit recevoir une formation spécifique à la manutention manuelle, à caractère essentiellement pratique, au cours de laquelle il est instruit sur les gestes et postures à adopter pour réaliser en sécurité les manutentions.

D'autre part, une information doit être faite :

- sur les risques encourus à ne pas exécuter les manutentions d'une manière techniquement correcte
- sur le poids des charges manipulées
- sur la position du centre de gravité de la charge ou de son côté le plus lourd quand la charge est placée de façon excentrée dans un emballage
- dans le cas de manutention de machines, par le biais de la notice d'instructions accompagnant chaque machine.

IX-1-3) Engins, véhicules de manutention et de terrassement :

Les principaux risques liés à l'utilisation de ces engins sont :

- ❖ le renversement
- ❖ la collision d'engins
- ❖ la chute de quais
- ❖ les chutes de matériaux
- ❖ la mise en marche inopinée
- ❖ le contact fortuit avec les lignes électriques ou canalisations enterrées
- ❖ les vibrations
- ❖ le bruit.

Un certain nombre de prescriptions sont à mettre en application pour prévenir ces risques :

IX-1-3-1) Mesures relatives au matériel :

Les chefs d'établissements sont soumis à un certain nombre d'obligations concernant le matériel notamment :

- ❖ assurer la sécurité et la santé des travailleurs dans l'établissement
- ❖ utiliser du matériel conforme à la réglementation
- ❖ maintenir le matériel en état de conformité
- ❖ procéder à des vérifications : vérification de mise et de remise en service, vérifications générales périodiques,

- ❖ visites hebdomadaires pour les chariots automoteurs, visites techniques pour les véhicules
- ❖ mettre en conformité le matériel existant.

IX-1-3-2) Mesures relatives au conducteur :

A) Âge du conducteur :

Il est interdit d'employer des jeunes de moins de 18 ans à la conduite des engins, véhicules de manutention et de terrassement.

B) Choix du conducteur :

Pour la conduite de tout appareil de levage, il est interdit d'employer des opérateurs que la connaissance imparfaite des consignes et des manœuvres, l'état de santé, les aptitudes physiques visuelles ou auditives rendraient impropres à remplir ces fonctions et dont les aptitudes n'auraient pas été reconnues satisfaisantes par un examen médical préalable.

Formation

C) Formation professionnelle :

La conduite des équipements de travail mobiles automoteurs et des équipements de travail servant au levage est réservée aux travailleurs qui ont reçu une formation adéquate.

IX-1-4) Chutes et éboulements :

IX-1-4-1) Chutes de hauteur :

Il y a risque de chute de hauteur lorsqu'il n'existe pas d'obstacle suffisamment efficace en bordure d'un vide ou lorsque le plan de travail présente une résistance insuffisante. Elles peuvent notamment se produire lors de l'utilisation de matériels tels que des échelles, des échafaudages, des plates-formes, lors de constructions, lors d'interventions sur des structures instables ou en mauvais état, à proximité de tranchées, etc.

Afin de prévenir ces risques, il faut :

A) Eviter le risque :

- ❖ en prévoyant un maximum d'opérations au sol
- ❖ en utilisant des matériaux solides et stables
- ❖ en respectant les règles de sécurité d'utilisation des équipements de travail (échafaudages, plateformes, etc.) conçus et installés de façon à répondre à des prescriptions réglementaires et normatives
- ❖ en vérifiant l'état des structures avant une intervention
- ❖ en assurant un bon éclairage des lieux de travail et de leur accès.

B) Mettre en place des mesures de protection collective :

En délimitant, signalant et interdisant l'accès des parties dangereuses d'une zone par des dispositifs matériels.

IX-1-4-2) Chutes de plain-pied

Elles sont liées à un déséquilibre provoqué par des glissades, ou des trébuchements. De l'accident bénin à la chute mortelle, elles peuvent avoir pour conséquence des fractures, des entorses, des amputations, etc.

Ces chutes résultent de défaillances techniques (sol glissant, éclairage insuffisant ou manquant), et/ou de déficiences organisationnelles (absence de voies de circulation des personnes ou de signalisation...) et/ou des comportements contraires à la sécurité (désordre, encombrement, port de chaussures inappropriées...).

A) Les mesures de prévention :

- maintenir l'ordre matériel
- éviter la "course d'obstacles" sur les voies de circulation : délimitation, absence d'encombrement, séparation des voies de circulation pour les personnes et les véhicules, marquer ou signaler les voies et les croisements. ;
- optimiser l'éclairage : prévoir de l'éclairage dans tous les lieux où l'on circule, installer des interrupteurs lumineux accessibles, remplacer les appareils d'éclairage défectueux, éviter les effets d'ombre et d'éblouissement, éviter les contrastes clair/obscur trop violents entre différentes zones.
- éviter la précipitation lors des déplacements
- mettre à disposition des chaussures appropriées : chaussures de sécurité antidérapantes pour les secteurs à risques, chaussures adaptées, en bon état et qui maintiennent bien le pied

IX-1-4-3) Eboulements ou chutes d'objets

Les mesures de prévention concernent l'utilisation d'équipements de travail conformes, le respect des règles de sécurité relatives à l'utilisation des engins (appareils de levage, chariots automoteurs...), aux travaux de terrassement à ciel ouvert (respect des pentes de talus, enlèvement ou maintien des objets, blocs ou arbres se trouvant à proximité des fouilles, délimitation, signalisation, mesures d'évacuation rapide des personnes.

IX-1-5) Les actions et conditions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement.
 - **Ex** : Graisser un engin en marche.
- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention.
 - **Ex** : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression.
 - **Ex** : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage).
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
 - **Ex** : ne pas porter un masque et une paire de gants lors de la construction des canaux.
- Adopter une position peu sûre.
 - **Ex** : transport du personnel sur la plate –forme d'un camion chargé de gros matériel.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
 - **Ex** : cadence de travail trop rapide.
- Outillage, engin, équipement en mauvais état.
 - **Ex** : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées.
- Défaut dans la conception, dans la construction.
 - **Ex** : installation électrique en fil souple.
- Eclairage défectueux.
 - **Ex** : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier).
- Conditions climatiques défavorables.

IX-1-6) Organisation de la prévention des accidents du travail :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :

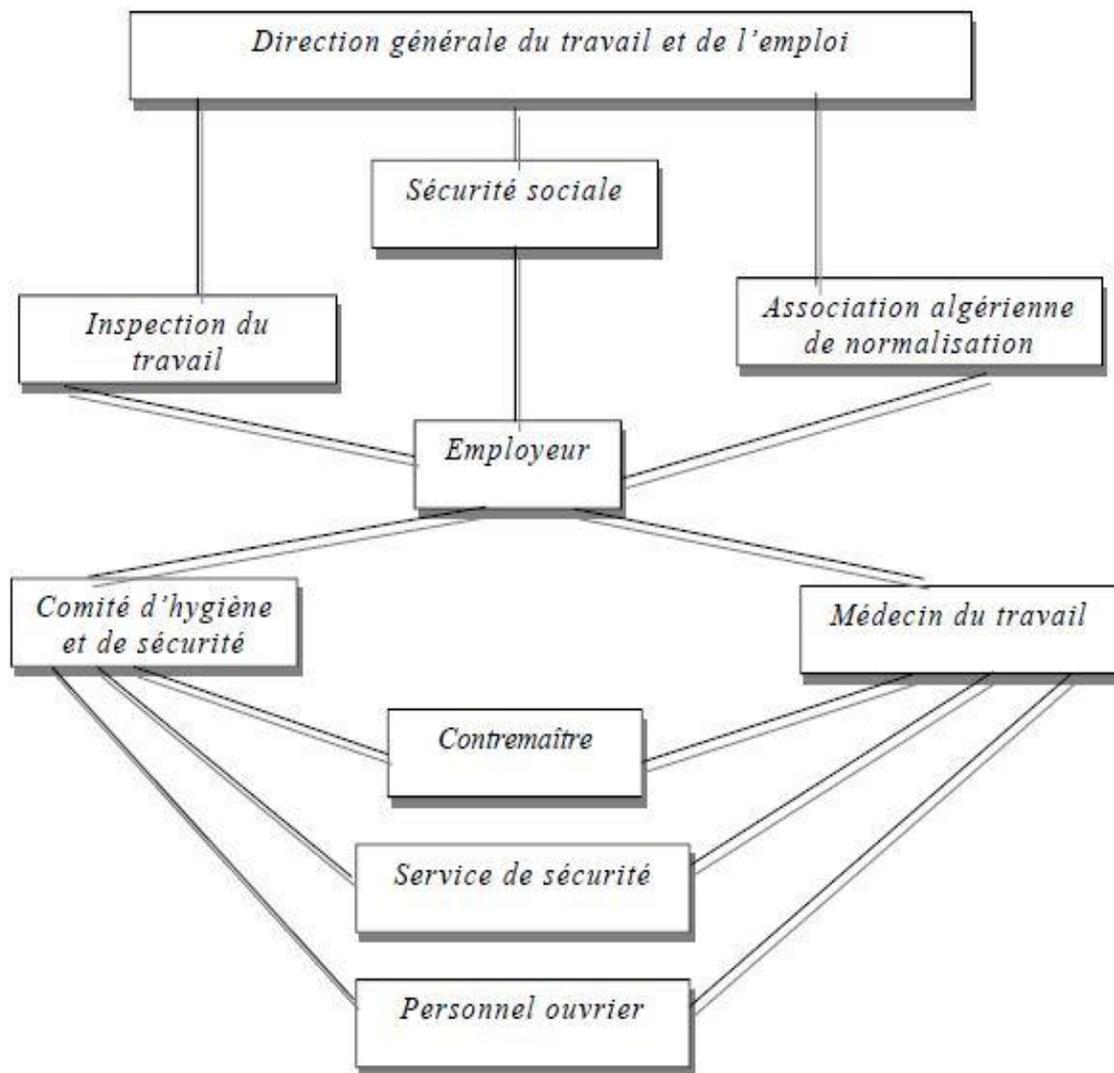


Fig. IX-1 : Organisation de la prévention des accidents du travail

Le contre-maître: constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contre-maître revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité
- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :

- Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement)

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

- La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers
- Protection des membres inférieurs
- Protection des yeux
- Protection du tronc
- Protection de la tête
- Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source. Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré
- Etre pratique et confortable
- Etre solide.

IX-2) Estimation de projet :

Dans cette partie de chapitre on va calcul le divis estimatif de projet. On a divisé le travail sur trio partie :

- ouvrage de tête
- réseaux distribution
- ilot d'irrigation.

IX-2-1) Ouvrage de tête :

Les ouvrages concerne sont le déversoir ; dessableur ; bêche et la chambre de vannage. Les Operations qui on va exécute sont : *Décapage de la terre végétale*, excavation de volume de sol, des volumes de béton « armée et de propreté ».

IX-2-1-1) Décapage de la terre végétale et Excavation:

Décapage de la terre végétale est de enlevé tout la couche végétale pour commence l'excavation on estime cette couche comme 0.3 m de profondeur de sol donc :

$$V_{veg} = \text{Souv} * 0.3 \quad (\text{m}^3)$$

Le tableau suivant représente les volumes de cette couche :

Tableau IX-1 : montant de Décapage de la terre végétale et Excavation

Nom d'ouvrage	Quantité		Unité	Prix unitaire		Montant	
	Vdv	Vdeb		D	E	D	E
				D.A		D.A	
Déversoir	12.9	1260	m ³	200	700	2580	882000
Dessableur	12	45	m ³	200	700	2400	31500
Canal	4.5	15	m ³	200	700	900	10500
Bâche	2.7	4.5	m ³	200	700	540	3150
Chambre vannage	7.5	12.5	m ³	200	700	1500	8750
Total	39.6	1337	/	/	/	943;820,00	

IX-2-1-2) Béton armée et béton de propreté :

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier qui allie la résistance à la compression du béton, à la résistance à la traction de l'acier. Il est utilisé comme matériau de construction.

Béton de propreté est couche de béton maigre mise en œuvre sur le sol afin d'obtenir une surface de travail nette. en estime cette couche en 0.2 m d'épaisseur.

Le tableau suivant représente les volumes de béton :

Tableau IX-2 : montant de béton

Nom d'ouvrage	Quantité		Unité	Prix unitaire		Montant	
	B.A	B.P		A	P	A	P
				D.A		D.A	
Déversoir	181.6	8.6	m ³	42000	8000	7627200	68800
Dessableur	40	8	m ³	42000	8000	1680000	64000
Canal	12	3	m ³	42000	8000	504000	24000
Bâche	16.2	1.8	m ³	42000	8000	680400	14400
Chambre vannage	52.8	5	m ³	42000	8000	2217600	40000
Total			/	/	/	12, 920,400.00	

IX-2-1-3) Montant totale des ouvrages en tété :

Tableau IX-3 : cout des ouvrages de prise

Total D.A	Divers non comptabilisé (5%) D.A	Installation de chantier (10%) D.A.	Divers et imprévus (15%) D.A.	TOTAL EN HT D.A.	TOTAL EN TTC D.A.
13,864 ,220.00	693,211.00	1, 386,422.00	2, 079,633.00	18, 023,486.00	21, 087,478.62

Le montant total est 21, 087,478.62 D.A.

IX-2-2) réseaux distribution :

IX-2-2-1) Travaux le réseau distribution

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place du réseau distribution sont :

A) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

B) Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 12cm dans notre cas.

C) Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

D) Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,8 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

E) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

F) Nivellement et compactage

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

IX-2-2-2) Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution

IX-2-2-2-1) Calcul du volume de terrassement

A) Largeur du fond de la tranchée

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)

B) profondeur de la tranchée

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

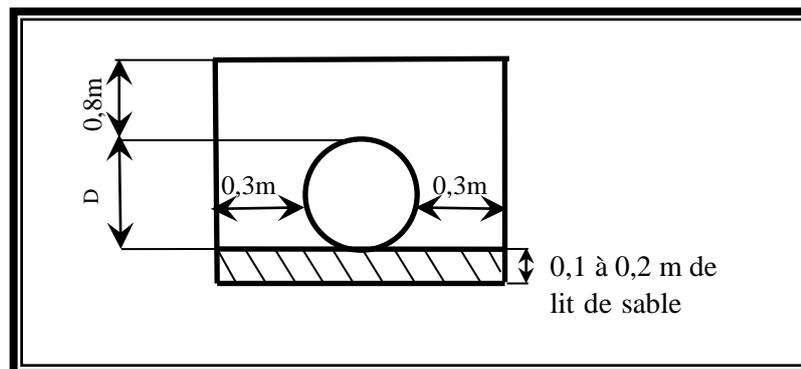


Fig. IX-2 : Schéma d'une tranchée

$$H = e + d + h \quad (\text{m})$$

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.

IX-2-2-2-2) Calcul du montant de déblai

La surface à calculer est la surface rectangulaire : $S=B*H$

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

Donc : $B=1+ \emptyset$, $H= 1+ \emptyset$ m

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau **IX-4** :

Tableau IX-4: calcul du montant de déblai

	Longueur de la conduite (m)	Volume de déblai (m3)	Prix (DA)	Total
Réseaux de distribution	24098.97	33273.25	300	9981,973.94

IX-2-2-2-3) Calcul du montant de lit de sable

Ce lit correspond à une couche de sable de 12cm sur le fond de la tranché, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, on calcule cette surface en utilisant la formule suivante : $V= e*b*L$

Tableau IX-5: calcul du montant de sable

	Longueur de la conduite (m)	Volume de sable (m3)	Prix (DA)	Total(DA)
Réseaux de distribution	24098.97	630	800	2,840,639.40

IX-2-2-2-4) Calcul du volume et montant 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 (m³)

V_d : Volume du déblai (m³)

V_s : Volume du sable

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

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite.

Dont les volumes des travaux pour la conduite sont représentés dans le tableau **IX-6** :

Tableau IX-6 : Calcul du montant de remblai

	Longueur de la conduite (m)	Volume de remblai (m3)	Prix (DA)	Total(DA)
Réseaux de distribution	24098.97	22490.513	200	1446386.84

Le total de travaux de terrassement et pose de conduite est

Total = 1446386.84 + 2,840,639.40 + 9981,973.94= 14269000.18 DA (TH)

Total (TTH) = 16694730.21 DA

IX-2-2-3) estimation de cout de réseau de distribution :

Tableau IX-7: Factures pro-forma des pièces du réseau distribution

Pièces	Unité de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
TubeØ63 PEHD	m/l	52	130.64	6793.28
TubeØ75 PEBD	m/l	496	184.71	91616.16
TubeØ90 PEBD	m/l	261	225.93	58967.73
TubeØ110 PEHD	m/l	1243	579,62	720467.66
TubeØ125 PEBD	m/l	839	738,42	619534.38
TubeØ160 PEBD	m/l	1461	1209,53	1767123.33
TubeØ200 PEHD	m/l	2470	1892,38	4674178.6
TubeØ250 PEHD	m/l	1963,91	2937,81	5769594.437
TubeØ315 PEBD	m/l	2819	4684,62	13205943.78
TubeØ400 PEHD	m/l	1818	7516,57	13665124.26
TubeØ500 PEHD	m/l	531	11724,79	6225863.49
TubeØ800 FONTE	m/l	82	20500,43	1681035.26
Vanne Ø90	U	22	8000	176000
Vanne Ø160	U	27	12000	324000
Vanne Ø315	U	13	14000	182000
Borne d'irrigation	U	61	41000	2562000
TOTAL 3 (HT)				5147442.37
TVA (17%)				8449245.202
Montant TTC				6022507.57

IX-2-2-3) Devis estimatif de projet :

$$\begin{aligned} \text{Montant} &= \text{TOTAL}_{\text{ouvrage de tété}} + \text{TOTAL}_{\text{travaux de tassement}} + \text{TOTAL}_{\text{réseaux}} = \\ &= 21,087,478.62 + 16694730.21 + 60225070.57 = \mathbf{98.000.896.40 \text{ DA}} \end{aligned}$$

N.B

La référence des prix pour la canalisation a été fournie par le représentant commercial de S.T.P.M CHIALI. et pour la station de pompage a été fournie par hydro-aménagement.

IX-2-3) devis du réseau d'irrigation par aspersion et localisée

Il s'agit des équipements à l'aval de la borne d'irrigation qui fait partie du réseau de distribution collectif ou individuelle. Ce sont des équipements individuels, propriété de chaque exploitant.

Le coût final d'une installation d'irrigation intérieure de parcelle, est très lié aux caractéristiques de chaque parcelle. Afin d'évaluer l'investissement des installations, il faut tenir compte les concepts suivants :

- **Matériels** : conduites, vannes, asperseurs et goutteurs, automatismes, filtres et éléments pour la fert irrigation, sont des éléments, dont il faudra tenir compte.
- **Bandes** : une grande partie des conduites seront enterrées, afin d'éviter d'entraver le fonctionnement normal de l'exploitation.
- **Le type de culture** : l'irrigation goutte à goutte est destinée aux cultures intensives (arboriculture et maraîchage). Les grandes cultures seront irriguées par aspersion.
- **La taille de l'exploitation** : l'existence de composants, avec un investissement fixe en éléments comme le filtrage, cabine ou éléments de fertirrigation, font que les parcelles de grande taille, nécessite un coût inférieur par unité de surface par rapport aux parcelles de petites tailles.
- **La géométrie de la propriété** : une parcelle avec une géométrie uniforme, permet l'incorporation d'éléments pivotants et minimiser les mètres de conduites.
- **Les caractéristiques du sol** : les écartements entre diffuseurs seront différents suivant la nature granulométrique du terrain. Dans un sol possédant une texture légère, les écartements entre goutteurs seront assez importants, et donc fait que le coût des matériaux sera modifié.

- **La qualité et le degré d'automatisation des installations** : la mise en place des automatismes, et des éléments de sécurité, même en augmentant de façon initiale l'investissement, permettra un gain à long terme, à travers l'économie de main-d'œuvre et de réparations. Le choix des matériaux, permet d'allonger la durée de vie du réseau.

En conclusion, chaque exploitation présente des particularités, c'est pourquoi il résulte très compliqué d'établir un coût unique par unité de superficie et de système d'irrigation.

L'équipement à la parcelle d'un réseau localisée comprend les accessoires suivants :

Tableau IX-8: Equipement interne des parcelles d'irrigation localisée

Caractéristique d'appareil	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Total DA
Goutteurs Type A pour Agrumes débit 4 l/h	u	500	31	15500.00
Porte rampe en polyéthylène DN 90	ml	1000	393	393000.00
Rampe porte goutteurs DN 20	ml	640	39	24960.00
Poste de filtration, Filtre à sable	u	8	50,237	401896.00
Poste de filtration, Filtre à tamis	u	8	24,952	199616.00
			TOTAL	84051,512

L'équipement à la parcelle d'un réseau par aspersion comprend les accessoires suivants :

Tableau IX-9: Equipement interne des parcelles d'irrigation aspersion

Caractéristique d'appareil	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Total DA
Les asperseurs type A60 : buse 4.8mm	u	102	1,166	118932.00
Té à clapet pour installation l'asperseur	u	102	432	44064.00
Canne d'asperseur pour Type A 60	u	102	1,069	109038.00
Semelle stabilisatrice pour Type A 60	u	102	159	16218.00
Porte rampe en polyéthylène DN 100	ml	181	363	65703.00
Rampe porte asperseurs DN75	ml	220	31	6820.00
Conduite secondaire DN110	ml	100	134	13400.00
Conduite de sortie DN110	ml	10	134	1340.00
Pompe doseuse	U	1	5400,00	5400.00
			TOTAL	175487,85

CONCLUSION :

Cette estimation n'est vraiment une estimation précise mais elle a été proche de la réalité. Les prix sont des prix de cette année. Le coût total est un petit investissement par rapport au rendement qui peut ajouter ce projet au développement de la région et les postes d'emploi créés et après la réalisation du projet.

Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous avons étudié les différentes composantes d'un projet d'irrigation au niveau d'un périmètre, et nous avons cherché à développer les systèmes d'irrigation les plus convenables pour l'aire de HACINE.

A partir des études réalisées pour le périmètre de l'aire de Hacine, on peut révéler les points suivants :

-L'étude du climat (précipitation-température), montre que notre région a un climat semi-aride et d'après le diagramme de Gausson la période séché commence du mois de mai jusque mois de aout.

-L'analyse du sol nous a permis de conclure sur des aptitudes culturales très variées, telles que les cultures maraichères, arboricoles et céréalières. Suivant les résultats caractérisant la région, nous avons choisi les cultures adaptées avec les données climatiques et agro pédologiques.

-Les eaux du barrage de Bouhanifia et de oued el hammam qui alimentent notre périmètre sont compatibles pour l'irrigation, ce qui permet de les utiliser sans risque.

-après la vérification de la qualité d'eau on a calcul les besoins des cultures dans le périmètre. Le débit spécifique de l'aire est de 0.683 l/s/ha. Avec une demande maximale dans le mois juillet.

-Le réseau de distribution est aliment par un seuil de 30 m de largeur et 2 m de hauteur qui assure un débit de 0.503 m³/s. et un dessableur de dimension de 2*2*8 m³, pour un objectif de d'éliminé les particules qui ont un diamètre sup. à 0.3 mm. A Fin d'être stocke dans une bâches pour transporte vers réseaux de distribution avec un diamètre de sortie 800mm.

-Les systèmes d'irrigation retenus sont l'aspersion et la micro-irrigation ces deux méthodes d'irrigation modernes économisent en grand partie l'eau et facilitent le travail de l'agriculteur.

-à la fin de cette étude on a fait un devis estimative des travaux pour réalise de projet avec un cout d'environ 10 ,000 ,000.00 da.

En fin, nous espérons avoir contribué dans le lancement des projets de mise en valeur et la modernisation des périmètres irrigués afin d'améliorer leur rentabilité et par la suite avoir une agriculture qui influe positivement sur l'économie du pays.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] L.S.BAHBOUH, 2003 : Cours et travaux pratiques d'agro-pédologie, 3^{ème} Année ENSH, Blida ;
- [2] B. TOUAIBIA . (2004). (Cours d'Hydrologie 3ème Année et Régularisation des débits 4ème année).
- [3] Bulletin N°30 FAO Calcul des besoins en eau des cultures
- [4] Bulletin DE FAO N° 24 Les besoins en eau des cultures, 1975 (A C* E F)
- [5] A. Oudina (2008) : Irrigation du périmètre Tafna Isser à partir du barrage Hammam Boughrara, Dimensionnement de l'adduction.
- [6] T.BENDADA (2013) : Dimensionnement d'un réseau d'irrigation du périmètre Tlaghma- Secteur Sud- (Wilaya de Mila) d'une superficie de 358 ha. À partir du barrage réservoir.
- [7] Ollier, Ch, Poirée, M (1983). Les réseaux d'irrigation théorie, technique et économie des arrosage, Paris. 500P.
- [8] Jean Robert Tiercelin, Traité de l'irrigation (Technique et documentation 1998).
- [9] A. Nait Mohand Elaboration (2013) d'un code de calcul des réseaux d'irrigation par aspersion en couverture mobile. Thèse ENSH.
- [10] M. MESSAHEL (1988) : Irrigation au goutte à goutte (Régime d'irrigation) Edition O.P.U.Alger ;
- [11] D. Veschambre \$ P. Vaysse, (1980) : Mémento goutte à goutte, guide pratique de la micro-irrigation par goutteurs et diffuseurs. Edition C.T.I.F.L, INRA ;
- [12] Moussaoui R. 2013 : Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par système goutte à goutte d'un périmètre destiné à la culture maraichère, Hassi Khalifa (W. El Oued). 2013.

Annexe I

7

VALEURS DU COEFFICIENT CULTURAL K_c EN FONCTION
DU STADE DE CROISSANCE DE DIFFERENTES
CULTURES ANNUELLES

Tableau n° 3

cultures annuelles	POURCENTAGE DE LA PERIODE DE CROISSANCE									
	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80	80-90	90-100
Betterave à sucre	0,45	0,50	0,70	0,90	1,05	1,15	1,25	1,25	1,15	1,10
Coton	0,20	0,30	0,40	0,60	0,90	1,00	1,00	0,90	0,700	0,60
Haricots	0,50	0,65	0,80	1,00	1,10	1,15	1,10	0,95	0,80	0,70
✕ Mais Grains	0,45	0,55	0,65	0,80	1,00	1,08	1,08	1,02	0,95	0,85
Mais Fourrage	0,45	0,50	0,60	0,70	0,90	1,02	1,10	1,10	1,05	0,95
Marachage	0,35	0,50	0,65	0,75	0,80	0,82	0,80	0,75	0,65	0,50
Melons	0,45	0,58	0,60	0,70	0,80	0,82	0,80	0,75	0,72	0,70
Pomme de terre	0,35	0,45	0,60	0,65	1,10	1,25	1,35	1,35	1,35	1,25
Sorgho grain	0,30	0,50	0,70	0,50	1,10	1,05	0,95	0,80	0,70	0,60
Tomates	0,45	0,45	0,55	0,65	0,85	1,00	1,02	0,95	0,85	0,75



Annexe 2

5. RESERVE D'HUMIDITE FACILEMENT UTILISABLE (RFU)

DONNEES GENERALES SUR LA PROFONDEUR D'ENRACINEMENT DES CULTURES EN PHASE DE PLEIN DEVELOPPEMENT, FRACTION DE L'EAU UTILISABLE (p) ET RESERVE FACILEMENT UTILISABLE (p.Sa) POUR DIFFERENTS TYPES DE SOLS (en mm/m de profondeur) QUAND ETcult = 5-6 mm/jour

Cultures	Profondeur d'enracinement (d) m	Fraction (p) de l'eau utilisable ¹	Réserve d'eau facilement utilisable (p.Sa) mm/m ²		
			T.fin	T.moyenne	T.grossière
Laitue	1.0-2.0	0.55	110	75	55
Banane	0.5-0.9	0.35	70	50	20
Orge ²	1.0-1.5	0.55	110	75	35
Haricot ²	0.5-0.7	0.45	90	65	30
Betterave	0.6-1.0	0.5	100	70	35
Chou	0.4-0.5	0.45	90	65	30
Carotte	0.5-1.0	0.35	70	50	20
Céleri	0.3-0.5	0.2	40	25	10
Agrumes	1.2-1.5	0.5	100	70	30
Trèfle	0.6-0.9	0.35	70	50	20
Carou		0.2	40	30	15
Coton	1.0-1.7	0.65	130	90	40
Courcoubre	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Daté	1.5-2.5	0.5	100	70	30
Fruitière exot.	1.0-2.0	0.5	100	70	30
Lin ²	1.0-1.5	0.5	100	70	30
Céréales ²	0.9-1.5	0.6	120	80	40
Céréf. d'hiver ²	1.5-2.0	0.6	120	80	40
Vigne	1.0-2.0	0.35	70	50	20
Garou	0.5-1.5	0.5	100	70	30
Arachide	0.5-1.0	0.4	80	55	25
Laitue	0.3-0.5	0.3	60	40	20
Mais ²	1.0-1.7	0.6	120	80	40
Mais-ensilage		0.5	100	70	30
Melon	1.0-1.5	0.35	70	50	25
Olivier	1.2-1.7	0.65	130	95	45
Oignon	0.3-0.5	0.25	50	35	15
Palmier	0.7-1.1	0.65	130	90	40
Pois	0.6-1.0	0.35	70	50	25
Poisson	0.5-1.0	0.25	50	35	15
Ananas	0.3-0.6	0.5	100	65	30
Pomme de terre	0.4-0.6	0.25	50	30	15
Carthame ²	1.0-2.0	0.6	120	80	40
Sisal	0.5-1.0	0.8	155	110	50
Sorgho ²	1.0-2.0	0.55	110	75	35
Soja	0.6-1.3	0.5	100	75	35
Epinard	0.3-0.5	0.2	40	30	15
Fraisier	0.2-0.3	0.15	30	20	10
Betterave sucr.	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Cane à sucre ²	1.2-2.0	0.65	130	90	40
Tournesol ²	0.8-1.5	0.45	90	60	30
Patate douce	1.0-1.5	0.65	130	90	40
Tabac - init.	0.5-1.0	0.35	70	50	25
Tabac - tard		0.65	130	90	40
Tomate	0.7-1.5	0.4	180	60	25
Légumine	0.3-0.6	0.2	40	30	15
Blé	1.0-1.5	0.55	105	70	35
maturité		0.9	180	130	55
Volume total d'eau du sol disponible (Sa) (mm/m)			200	140	60

¹ Quand ET_{max} < 3 mm/jour, augmenter les valeurs de 30 % ; quand ET_{max} > 8 mm/jour, réduire les valeurs de 30 %. Ceci suppose des conditions non salines (CE < 2 dS/m).

² Des valeurs supérieures à celles indiquées ici sont observées durant la maturation.

Sources: Taylor (1965), Stuart et Hagan (1972), Salter et Goods (1967), Rijnsma (1965), etc.

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage N° 24, Tableau 39 (nouvelle version).

Annexe 3



Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30

1 buse
angle de jet 30°
Raccord fileté 1"

Ø de la buse mm	pression à la buse bar	portée m	débit m ³ /h	espacement m		surface irriguée m ²		densité d'aspersion mm/h	
				□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.
4,0	2,5	13	0,93	12/18	18/18	216	324	4,3	2,88
	3,0	14,5	1,02	18/18	18/24	324	432	3,16	2,36
	3,5	15,3	1,11	18/18	18/24	324	432	3,42	2,57
	4,0	16	1,19	18/18	18/24	324	432	3,71	2,76
4,2	2,5	13,5	1,04	12/18	18/24	324	432	4,8	2,42
	3,0	15	1,14	18/18	18/24	216	432	3,52	2,64
	3,5	15,8	1,23	18/18	18/24	324	432	3,8	2,85
	4,0	16,5	1,32	18/24	24/24	324	576	3,06	2,3
4,5	2,5	14	1,20	18/18	18/24	432	432	3,71	2,78
	3,0	15,5	1,32	18/18	18/24	324	432	4,07	3,05
	3,5	16,3	1,42	18/18	18/24	324	432	4,38	3,29
	4,0	17	1,52	18/24	24/24	324	576	3,52	2,64
4,8	2,5	14,5	1,38	18/18	18/24	432	432	4,27	3,2
	3,0	16	1,51	18/18	18/24	324	432	4,66	3,6
	3,5	16,5	1,63	18/24	24/24	324	576	3,78	2,82
	4,0	17	1,75	18/24	24/24	432	576	4,05	3,04
5,0	2,5	14,5	1,48	18/18	18/24	432	432	4,57	3,43
	3,0	16,5	1,63	18/18	18/24	432	432	5,04	3,77
	3,5	17	1,76	18/24	24/24	324	576	4,08	3,05
	4,0	17,5	1,88	18/24	24/24	324	576	4,35	3,26
5,5	2,5	15,2	1,82	18/18	18/24	432	432	5,62	4,22
	3,0	17	1,99	18/24	24/24	432	576	4,61	3,45
	3,5	17,5	2,14	18/24	24/24	324	576	4,95	3,71
	4,0	18	2,29	18/24	24/24	432	576	5,31	3,98
6,0	2,5	16,2	2,16	18/24	24/24	432	576	5,00	3,75
	3,0	17,5	2,37	18/24	24/24	432	576	5,50	4,12
	3,5	18	2,56	18/24	24/24	432	576	5,92	4,43
	4,0	18,5	2,74	18/24	24/24	432	576	6,35	4,76
7,0	2,5	17,5	2,96	18/24	24/24	432	576	6,9	5,1
	3,0	18,0	3,22	18/24	24/24	432	576	7,5	5,6
	3,5	18,5	3,48	24/24	24/24	576	576	6,0	6,0
	4,0	19,0	3,73	24/24	24/30	576	720	6,5	6,2

Figure IV.48 : fiche technique d'un arroseur

- Débit de l'asperseur

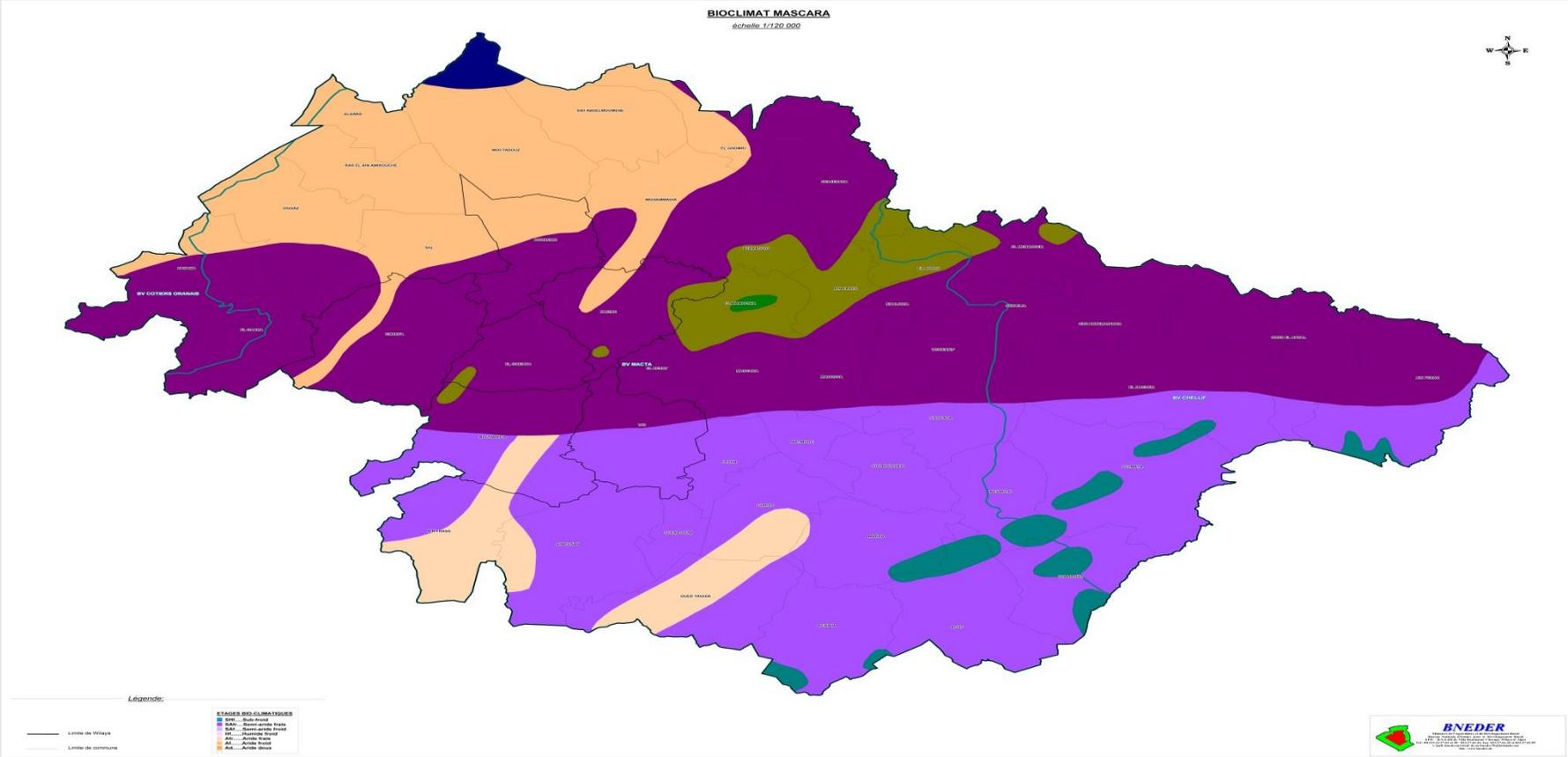
On le calcule par la relation (IV.9)

Annexe 4

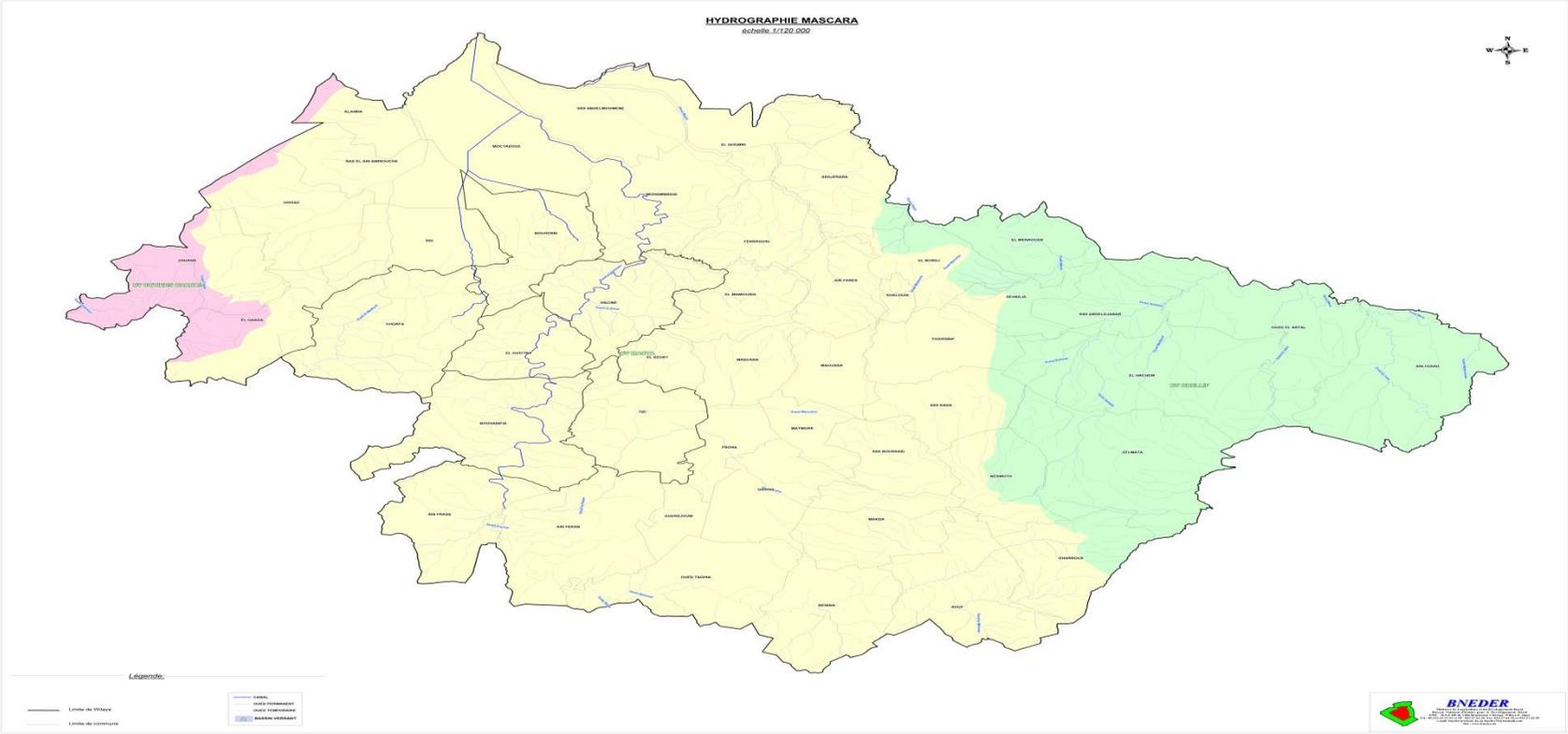
TUBE PEHD EAU POTABLE*Les prix des conduits*

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	le M/L	le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	PE80	26,31	30,78
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	PE80	33,85	39,60
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	PE80	52,60	61,54
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	PE80	82,33	96,33
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	PE80	125,79	147,17
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	PE80	198,97	232,79
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	PE80	281,31	329,13
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	PE100	335,47	392,50
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	PE100	495,40	579,62
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	PE100	631,13	738,42
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	PE100	1 033,79	1 209,53
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	PE100	1 617,42	1 892,38
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	PE100	2 510,95	2 937,81
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	PE100	4 003,95	4 684,62
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	PE100	6 424,42	7 516,57
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	PE100	10 021,19	11 724,79
11 007 6301	Tube PEHD	630	37,4	PE 100	15 153,49	17 729,58

Annexe 5 Mascara bioclimat



Annexe 7
Mascara Hydrographie



Annexe 8

Mascara Hydrographie

